



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Université Abbes LAGHROUR-Khenchela
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structure*

THEME

Etude d'une salle de sports en charpente métallique

Réalisé par :

M .ALLAGUI Houssam

M. BOUCENNA Farouq

Encadré par :

M. SEKKIOU.S

Remerciment

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur. **Sekiou Soumia** . pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) ,pour tous ses aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

dedicace

Je dédie ce travail à :

Mes parents qui m'ont toujours soutenu sans limites pour pouvoir poursuivre des études sans sentir le moindre manque.

Mes frères et sœurs à qui je souhaite la plus grande réussite dans leurs études.

En fin, je remercie mon ami mon binôme **Boucenna Farouq** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

ALLAGUI HOUSSAM



Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments

les plus pénibles de ce long chemin,

ma mère qui a été à mes

côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père

qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir

ce que je suis,

merci mes parents que dieu les protèges contre tout mal.

à toute ma famille sans exception.

à tous mes amis et mes collègues

En fin, je remercie mon ami et binôme ALLAGUI HOUSSAM

qui a contribué

à la réalisation de ce modeste travail.

BOUCENNA FAROUQ

Table des matières

	<i>Page</i>
<i>Introduction</i>	<i>01</i>
 <i>Chapitre I : Généralités</i>	
<i>I-1 Présentation du projet</i>	<i>03</i>
<i>I-2 Règlements utilisés</i>	<i>03</i>
<i>I-3 Présentation des matériaux</i>	<i>03</i>
<i>I-4-1 Les assemblages</i>	<i>04</i>
 <i>Chapitre II : Etude climatique</i>	
<i>II-1 Effet de vent</i>	<i>05</i>
<i>II-1-1 Les données relatives au site</i>	<i>07</i>
<i>II-1- 2 Détermination de coefficient dynamique Cd</i>	<i>07</i>
<i>II-1-3 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}</i>	<i>07</i>
<i>II-1- 4 Coefficient de rugosité C_r</i>	<i>07</i>
<i>II-1-5 Coefficient d'exposition C_e</i>	<i>08</i>
<i>II-1-6 Valeurs des pressions dynamiques q_{dyn}</i>	<i>08</i>
<i>II-1-7 Direction de vent $V1$</i>	<i>08</i>
<i>II-1-7-1 Coefficient de pression externe C_{pe}</i>	<i>08</i>
<i>II-1-7-2 Coefficient de pression intérieure C_{pi}</i>	<i>12</i>
<i>II-1- 8 Direction de vent $V2$</i>	<i>12</i>
<i>II-1-8-1 Coefficient de pression externe C_{pe}</i>	<i>12</i>
<i>II-1-8-2 Coefficients de pression intérieure C_{pi}</i>	<i>16</i>
<i>II-1-9 les forces de frottement</i>	<i>17</i>
<i>II-2 Effet de la neige</i>	<i>18</i>
<i>II-2-1 Base de calcul</i>	<i>18</i>
<i>II-3 Effet de la température</i>	<i>19</i>
 <i>Chapitre III : Etude sismique</i>	
<i>III-1 Introduction</i>	<i>20</i>
<i>III-2 Règlement utilisée</i>	<i>20</i>
<i>III-3 Méthode utilisée</i>	<i>20</i>
<i>III-3-1 Principe de la méthode statique équivalente</i>	<i>20</i>
<i>III-3-1-2 Calcul de la force sismique totale</i>	<i>20</i>
<i>III-3-1-3 coefficient d'accélération de zone (A)</i>	<i>20</i>
<i>III-3-1-4 Facteur d'amplification dynamique moyen D</i>	<i>20</i>

III-3-1-5 Estimation de la période fondamentale de la structure	20
III-3-1-6 Calcul de T_2	21
III-3-1-7 Coefficient de comportement de la structure (R)	21
III-3-1-8 facteur de qualité Q	21
III-3-1-9 Calcul de poids de la structure W	22
III-3-1-10 Calcul de la force sismique V	22
III-3-2 Conclusion	22

Chapitre IV : Les éléments secondaires

IV- 1 Principe de calcul	23
IV- 1-1 Calcul des pannes.....	24
IV- 1- 2 Calcul des liernes	27
IV- 1- 3 Calcul des lisses.....	28
IV- 1-4 calcul des potelets	30

Chapitre V : Stabilité et Contreventement

V-1 Introduction.....	33
V-2 Contreventement longitudinal horizontale.....	33
V-2-1 Contreventement de la toiture	33
V-3 Contreventement verticale..	35

Chapitre VI : Etude de portique

V.1. Généralités	36
V.1.1. Les poutres.....	36
V.1.2. Les poteaux.....	36
V.2. Détermination des efforts	36
V.3. Vérification des éléments des portiques	36
V.4. Les éléments des portiques.....	36
V.5. Calcul des poutres.....	36
V.6. Calcul des Poteaux.....	37

Chapitre VII : Assemblage

VII-1 Généralité.....	39
VII-2 Fonctionnement des assemblages.....	39
VII-2-1 Rôle des assemblages.....	40

<i>VII-3 Assemblage boulonné encastré poteau - poutre</i>	41
<i>VII-3-1 Poteau IPE 360 poutre IPE 360</i>	41
<i>VII-4 Assemblage boulonné encastré poutre -poutre</i>	44
<i>VII-4-1 Poutre (IPE 360) Poutre (IPE 360)</i>	44

Chapitre VIII: Etude des fondations

<i>VIII-1 Définition</i>	47
<i>VIII -2 Rappel</i>	47
<i>VIII -3 Semelle isolée sous poteaux</i>	48
<i>VIII -4 Vérification de la stabilité</i>	48
<i>VIII -5 Vérification de la contrainte</i>	48
<i>VIII -6 Ferrailage</i>	49
<i>VIII-2 Calcul des encrages</i>	51
<i>VIII-1 Introduction</i>	51
<i>VIII-2 Définitions</i>	51
<i>VIII-3 Hypothèse</i>	52
<i>VIII-4 Calcul des platines aux pieds des poteaux</i>	53
<i>VIII-4-1 Poteau IPE 360</i>	53
<i>VIII-5 Ancrages des tiges</i>	55

<i>Conclusion générale</i>	57
----------------------------------	----

Annexes

Bibliographie

Liste des tableaux

	<i>Page</i>
Chapitre II :	
Tableau II-1 les valeurs de C_r	07
Tableau II-2 les valeurs de C_e	08
Tableau II-3 les valeurs de Q_{dyn}	08
Tableau II-4 les valeurs de C_{pe} pour du parois verticales -direction V1.....	09
Tableau II-5 les valeurs de C_{pe} pour la toitures -direction V1.....	10
Tableau II-6 Pressions sur les parois verticales, et toiture pour la direction V1 du vent-	06
Tableau II-7 Pressions sur les parois verticales, et toiture pour la direction V1' du vent-	12
Tableau II-8 les valeurs de C_{pe} pour du parois verticales- direction V2.....	14
Tableau II-9 les valeurs de C_{pe} pour la toiture- direction V2.....	15
Tableau II-10 Pressions sur les parois verticales, et toiture pour la direction V2 du vent-	16
Tableau II-11 Pressions sur les parois verticales, et toiture pour la direction V2' du vent-	16
Tableau II-12 Coefficients de forme des toitures.....	18
Chapitre IV :	
Tableau IV-1 Combinaison d'action pour le calcul des pannes.....	25
Tableau IV-2 Caractéristiques du profilé IPE140.....	25
Tableau IV-3 Caractéristiques du profilé UPN140.....	28
Tableau IV-4 Combinaison d'action pour le calcul des lisses.....	29
Tableau IV-5 Combinaison d'action pour le calcul des potelets.....	30
Chapitre V :	
(Tableau V-1) Caractéristique du profile $100 \times 100 \times 10$	35
Chapitre VI :	
Tableau (VI-1) : Effort dans les poutres.....	36
Tableau (VI-2) : Effort dans les poteaux.....	37

Liste des figures

	Page
Chapitre I :	
Figure I- 1: Vue en 3D de la structure.....	03
Chapitre II :	
Figure II-1 direction du vent V_1, V_2	06
Figure II-2 vue en plan du parois verticale direction V_1	09
Figure II-3 vue d'élevation du parois verticale direction V_1	09
Figure II-4 valeurs de C_{Pe} pour les parois verticales V_1	10
Figure II-5 direction du vent V_1	11
Figure II-6 valeurs de C_{Pe} direction V_1 pour la toiture.....	11
Figure II-7 vue en plan.....	13
Figure II-8 élévation pour les parois verticales direction V_2	13
Figure II-9 valeurs de C_{Pe} pour les parois verticales direction V_2	14
Figure II-10 valeurs de C_{Pe} pour la toiture , direction V_2	15
Figure II-11 distribution de la neige au niveau de la toiture.....	18
Chapitre IV :	
Figure IV-1 position de panne, sablière , lierne.....	23
Figure IV-2 tige de lierne.....	24
Figure IV-3 fixation des pannes.....	24
Figure IV-4 position des liernes.....	28
Figure IV-5 profil UPN 140.....	30
Figure IV-6 coupe transversale de potelet.....	29
Figure IV-7 position potelet-lisse.....	31
Figure IV-8 disposition de potelet.....	31
Chapitre V :	
Figure V-1 distribution des efforts à la toiture.....	34
Figure V-2 L 70*70*7.....	34
Figure V-3 L 100*100*10.....	35

Chapitre VII :

<i>Figure VII-1 Boulon Haute résistance.....</i>	<i>40</i>
<i>Figure VII-2 assemblage poteau IPE 360-poutre IPE360 en 3D.....</i>	<i>42</i>
<i>Figure VII-3 assemblage poteau IPE 360-poutre IPE360.....</i>	<i>43</i>
<i>Figure VII-4 assemblage poutre IPE 360-poutre IPE36 en 3D.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure VII-5 assemblage poutre IPE 360-poutre IPE36.....</i>	<i>45</i>

Chapitre VIII :

<i>Figure VIII-1 sollicitations de fondations.....</i>	<i>48</i>
<i>Figure VIII-2 contraintes de sol.....</i>	<i>49</i>
<i>Figure VIII-3 vue en plan de croqué de ferrailage de la semelle.....</i>	<i>50</i>
<i>Figure VIII-4 vue en face de ferrailage de la semelle.....</i>	<i>50</i>
<i>Figure VIII-5 vue en plan d'élément d'encrage.....</i>	<i>52</i>
<i>Figure VIII-6 dimensions du platine d'encrage.....</i>	<i>53</i>
<i>Figure VIII-7 mécanisme de déformation de la platine.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure VIII-8 tige d'encrage en crochet.....</i>	<i>56</i>
<i>Figure VIII-9 ancrage type.....</i>	<i>56</i>

Liste des notions

- Sollicitations – contraintes – déformations

	<i>Unité</i>
E : module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 21000 \text{ Mpa}$)	Mpa
G : module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81000 \text{ Mpa}$)	Mpa
F_p : effort de précontrainte dans un boulon	Kn
M : moment sollicitation, en générale	Kn.m
M_{cr} : moment critique élastique de déversement	Kn.m
M_e : moment élastique	Kn.m
M_N : moment résistant plastique réduit de fait de l'effort axiale	Kn.m
M_{pl} : moment plastique	Kn.m
M_R : moment résistant	Kn.m
N : effort normal, en général	Kn
N_K : effort normal critique d'EULER	Kn
N_{pl} : effort normal plastique	Kn
P : pression sur la platine d'acier	Mpa
V : effort tranchant sollicitant	Kn
f : flèche d'une poutre	cm
f_u : contrainte de rupture d'une pièce	Mpa
f_{ub} : contrainte de rupture d'un boulon	Mpa
$f_y(\sigma_e)$: limite d'élasticité d'un acier	Mpa
ε : déformation linéaire unitaire	$\%$

- Coefficient et grandeurs sans dimensions

α : angle – rapport – coefficient
β : angle – rapport – coefficient
γ : coefficient partiel de sécurité
ζ : coefficients de réduction élastique
η : facteur de distribution de rigidité

λ : élancement $\left(\lambda = \sqrt{\frac{I_k}{i}} \right)$

λ_k : élancement eulérien

$\bar{\lambda}$: élancement réduit $\left(\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right)$

$\bar{\lambda}_{LT}$: élancement de déversement

X_{LT} : coefficient de réduction de déversement

I_t : moment d'inertie de torsion

cm^4

I_w : facteur de gauchissement d'une section

cm^6

I_y : moment d'inertie de flexion maximal

cm^4

I_z : moment d'inertie de flexion maximal

cm^4

W_{eff} : module de résistance efficace

cm^3

$W_{el} (I/V)$: module de résistance élastique

cm^3

W_{pl} : module de résistance plastique

cm^3

i : rayon de giration d'une section $\left(i = \sqrt{\frac{I}{A}} \right)$

l : longueur ou portée d'une poutre	<i>cm ou mm</i>
l_D : longueur de déversement d'une poutre	<i>cm ou mm</i>
l_k : longueur de flambement d'une poutre	<i>cm ou mm</i>
l_k : longueur nominale d'une poutre	<i>cm ou mm</i>
r : rigidité d'une barre $\left(r = \frac{I}{l} \right)$	<i>cm ou mm</i>

RESUME

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier d'une Salle de sport en charpente métallique dans la wilaya de Khenchela.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré-dimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA 99, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et L'eurocode 3 et enfin l'étude de fondation.

Mots clés : Etude de bâtiment , charpente métallique, fondations.

SUMMARY

Our end of studies project is studing a sport hall made as steel construction in the Willaya Khenchela, this project has been prepared by many steps.

Firstly, we've calculated the vertical loads whitch comes from the pre dimensioning of carrying elements ,then we acomlish the sismic study according to RPA 99 V2003 and the verification of elements, then assembly of the structure according to CCM 97 and l'EUROCODE 3,and finally foundation study .

keywords: Building of study,metal framing , foundations.

ملخص

مشروعنا النهائي للتخرج هو دراسة بناء معدني لقاعة رياضة تم تطوير هذا المشروع مرورا بعدة مراحل , حيث أجرينا مسار الحمل لتصميم أولي للعناصر الهيكلية , ثم دراسة زلزالية استعنا فيها بقانون المنشآت الجزائري لمقاومة الزلازل المعدل في 2003 , ثم تجميع عناصر الهيكل المعدني اعتمادا على قواعد التصميم والحساب للهيكل المعدنية 97 والقوانين الأوروبية الخاصة بالهيكل المعدنية , وأخيرا دراسة الأساسات .

الكلمات المفتاحية : دراسة بناء, إطار معدني , أساسات.

Introduction

Introduction

L'acier est l'un des principaux matériaux structurels au monde. Il est employé dans pratique de tous les secteurs: le BTP, l'automobile, l'ingénierie mécanique, la construction navale...etc. tout projet serait impensables sans acier. En d'autres termes, l'acier est la base-même du niveau de vie élevé dont bénéficie le monde aujourd'hui. Arrivé au terme du master de génie civil, nous nous devons présenter un mémoire de fin d'étude, qui est le reflet de tout le savoir acquis durant la formation de master. C'est aussi une idée générale sur le métier et la vie d'ingénieur, qui permet de prendre connaissance des difficultés et des défis rencontrés chaque jour.

Le projet à étudier est une salle de sport en acier . Le but étant d'être confronté à un projet réel, l'application des informations acquises durant la formation, ainsi que l'utilisation des documents techniques et des lois qui régissent la conception et le calcul des structures métalliques.

Notre thèse se compose de huit chapitres , dans le premier chapitre nous avons donné un aperçu détaillé sur notre projet et nous avons dit qu'il est une salle de sport de forme rectangulaire de dimensions de 30m de longueur et 20 m de largeur et de hauteur maximale de 6,78m .Elle est constituée de 6 portiques de la même forme géométrique et une toiture à deux versants inclinées de 20%.

Dans le deuxième chapitre et à l'aide du règlement '**Neige et vent algérien (RNV99)**, nous avons mené une étude sur les effets du vent et de la neige, où nous avons calculé la pression du vent en deux directions les résultats sont regroupés dans des tableaux .

Pour l'effet de la neige on a calculé la charge de la neige lorsqu'il y a l'accumulation de ce dernier sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte la vérification des éléments de la salle de sport.

Pour l'effet de la température nous avons aucun effet, car la longueur de notre salle de sport est inférieure à 50 m selon le CBA93.

Dans le troisième chapitre nous avons opté le calcul manuel de la force sismique totale par la méthode statique équivalente selon le règlement parasismique algérienne (RPA99v2003), et par logiciel robot et on a fait la comparaison . Dans présente étude

nous pouvons conclure que l'influence du vent sur notre salle est plus important que celles dus aux excitations sismiques.

Dans le quatrième chapitre et sur la base du chapitre précédent, nous avons un pré-dimensionnement des éléments secondaire de la structure comme (les pannes ,les lisses, les liernes, les potelets) par une évaluation des charges appliquées sur les éléments puis la recherche de la combinaison la plus défavorable en appliquant les règlements en vigueur EUROCODE 3,CCM97.

Dans le Cinquième chapitre ,Les contreventements sont des dispositifs qui ont pour principale fonction de reprendre et de transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales .

Pour le système de stabilité verticale nous avons les diagonales qui sont des double cornières 100×100×10 et pour le système de stabilité horizontale nous avons la poutre au vent de des double cornières 70×70×7.

Dans le seizième chapitre nous avons fait l'étude des éléments porteurs et la détermination de les efforts à partir d'une analyse automatique réalisé à l'aide du logiciel « Robotbat».

Pour le calcul de vérification on considère les éléments les plus sollicités(les plus défavorables).

Pour les portiques on prend un profil IPE 360 .

Dans le septième chapitre nous avons fait le calcule des assemblages entre les éléments de la structure a l'aide de logiciel « Robot» qui nous gainer plus de temps .

Dans le dernier chapitre . Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dans notre projet on a choisi le type de fondation superficiel (Semelle isolée sous Poteau).

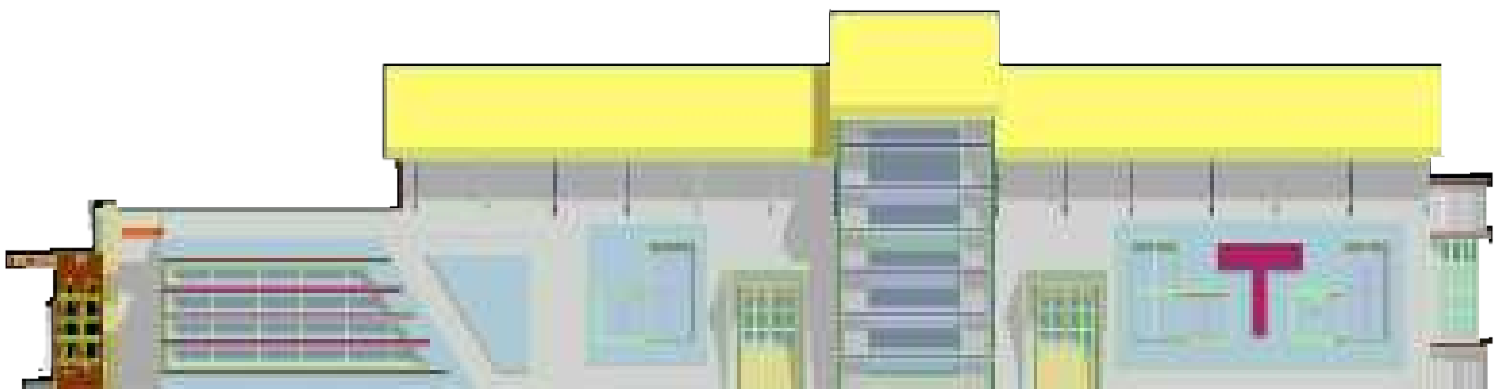
En fin nous avons terminé notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

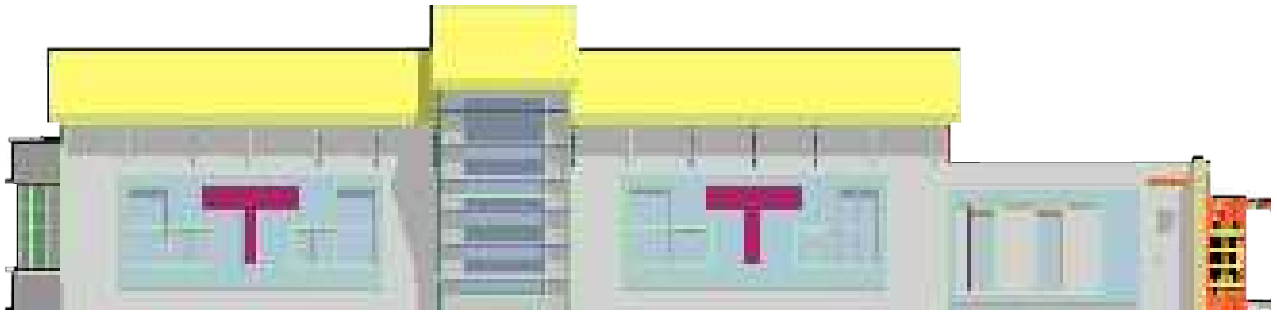
Généralités



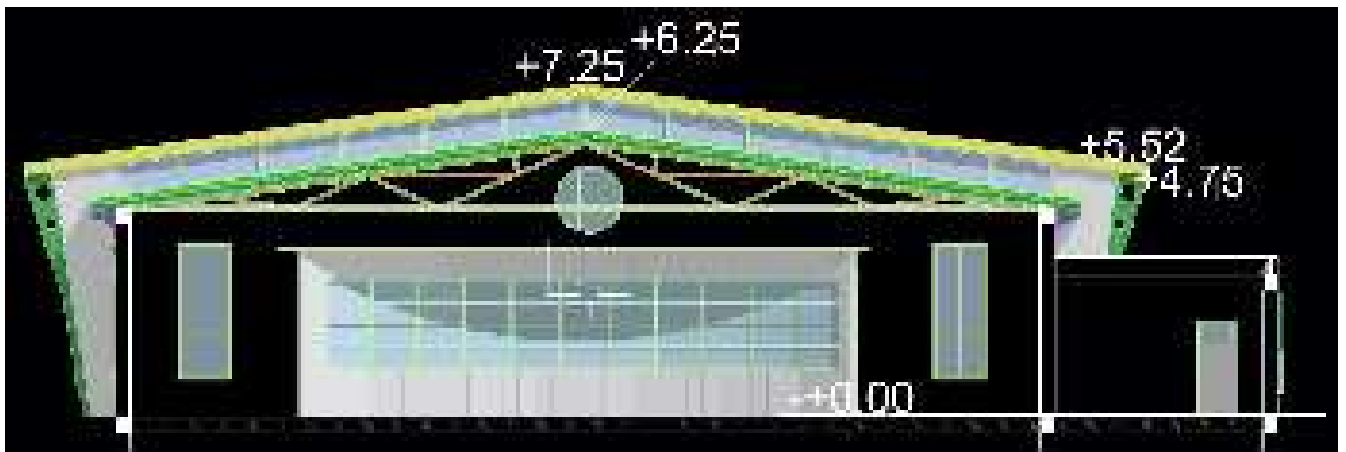
Façade Principale



Façade Laterale 1



Façade Laterale 2



Coupe A-A

I-1 Présentation du projet

Notre projet de fin d'étude consiste à faire l'étude d'une salle de sport à Khenchela en charpente métallique et pour cela en va prendre le règlement L'EUROCODE 3, CCM97 pour dimensionner cette salle.

La salle a une forme en plan rectangulaire de dimension : 30 m × 20 m

* elle se compose d'une Salle des jeux collectifs concernant la hand-ball, basket-ball et la volley-ball ...

* Sa hauteur maximal : 6,78 m

La salle est constituée de 6 portiques de la même forme géométrique

* Elle comporte une toiture à deux versants inclinées de 20%.

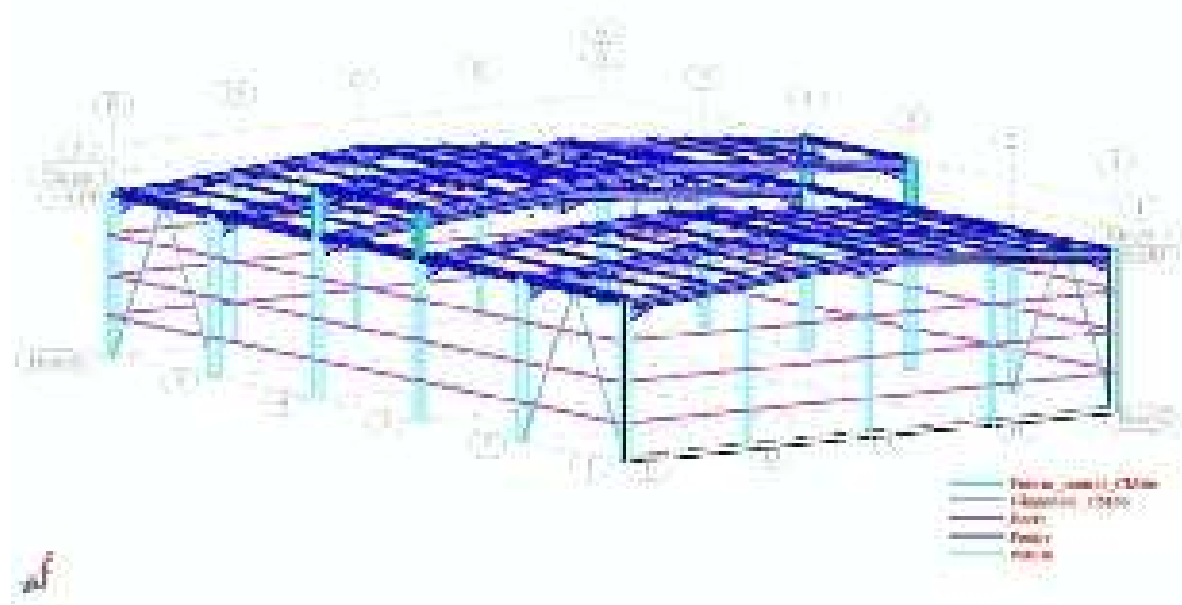


Figure 1 : Vue en 3D de la structure

I-2 Règlements utilisés :

- ❖ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ❖ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- ❖ L'Euro code 3. (Charpente métallique)
- ❖ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/ VERSION 2003 ».
- ❖ DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV 99 ».
- ❖ BAEL91 : Calcul des Structures en béton.

I-3 Présentation des matériaux :

I-3 -1 L'acier : Pour la réalisation de notre structure on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud. La nuance d'acier utilisée est le S235JR2, il utilisée pour profils métalliques et S275JR2 pour les Tôles de couverture. Ces caractéristiques sont :

- ❖ Résistance limite d'élasticité $f_e = 235 \text{ MPa}$, $f_e = 275 \text{ MPa}$.
- ❖ Module d'élasticité longitudinal $E = 210000 \text{ MPa}$.
- ❖ Module de cisaillement $G = 8,1 \times 10^4 \text{ MPa}$.
- ❖ Poids volumiques $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.

❖ Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$.

I-3 -2 Béton armé: Le béton est constitué de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue Ces caractéristiques sont :

❖ La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

❖ La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$

❖ Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$.

❖ Module d'élasticité : $E = 14000 \text{ N/ mm}^2$.

I-4 Acier de ferrailage :

❖ Pour le ferrailage des planchers on a utilisé des treillis soudés.

❖ Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres d'acier HA de nuance FeE400

I-5 Les assemblages: Les principaux modes d'assemblages sont :

I-5-1 Le boulonnage : Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 pour les assemblages rigides des portiques auto stable Les boulons HR comprennent une tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I-5-2 Le soudage : Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

Chapitre II

Etude Climatique

II-I Effet de vent

Scientifiquement Le vent est un phénomène naturelle résulte de la mouvement de l'aire du zone a eu un pression élevé au zone à faible pression.

Il imprime sur les structures des actions extérieurs (compressions et tractions) et intérieurs (suppressions et dépressions) agissant normalement au parois considérées.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendant de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- la forme géométrique et les ouvertures qui sont continue par la structure.

Selon le règlement '**neige et vent algérien (RNV99)**', le calcul doit être effectuer séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

- Le sens VI du vent : le vent est perpendiculaire à la façade principale.
- Le sens V2 du vent : le vent est parallèle à la façade principale.

Il faut aussi évaluer l'action de vent c'est-à-dire le calcul de la force résultante R qui se décompose en :

- force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- force de soulèvement F_u qui correspond à la résultante des forces appliquées à la toiture.

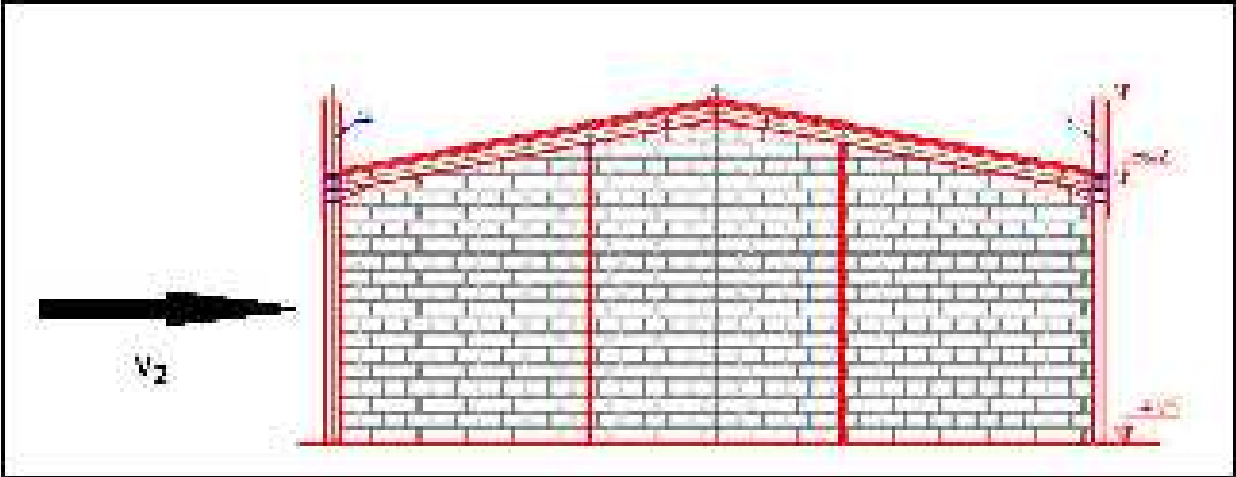
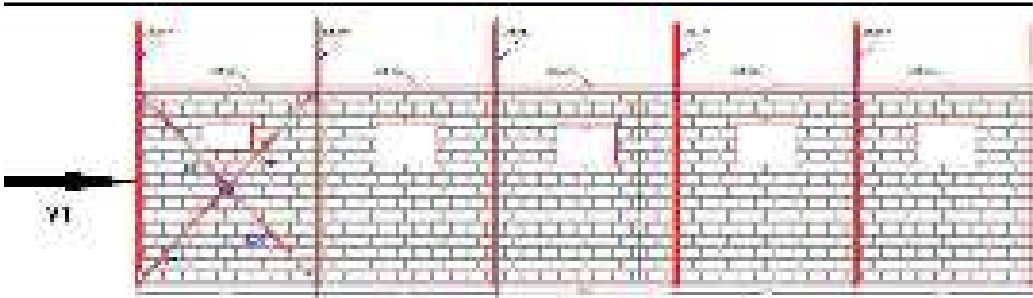
La force résultante est donnée par la formule :

$$* R = \sum (q_j \times s_j)$$

Ou :

q_j : pression de vent qui s'exerce sur un élément de structure j.

s_j : l'aire de l'élément de surface j.



-Figure II -1 direction du vent V1,V2

II-1-1 Les données relatives au site

le site est plat :

Le coefficient topographique $C_T(z)=1$. (chapitre.2-tableau2.5) **RNV99**.

le vent est classé dans la zone 2 :

La pression de référence $q_{ref} = 470\text{N/m}^2$ (chapitre.2-tableau2.3 **RNV99**).

Le terrain est de catégorie III :

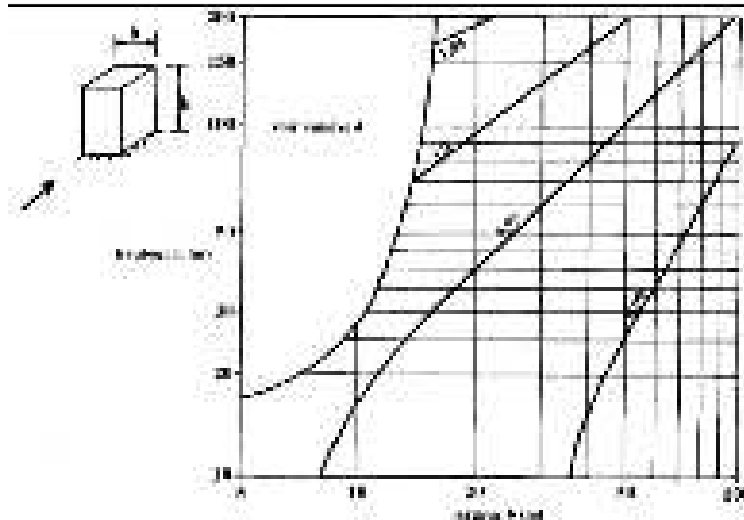
Facteur de terrain $K_T = 0,22$ Paramètre de rugosité $z_0 = 0,3\text{m}$

Hauteur minimale $Z_{min} = 8\text{m}$

Le coefficient $\varepsilon = 0,22$. (Chapitre 2-tableau 2.4) **RNV99**

II-1-2 Détermination de coefficient dynamique Cd

La salle sportive étant charpente métallique, on utilise les formules données en annexe 4 (RNV page 95) :



Direction V1 du vent : la lecture pour $h=6.78\text{m}$ et $b=20\text{m}$, donne $C_d = 0,93$

Direction V2 du vent : la lecture pour $h=6.78\text{m}$ et $b=30\text{m}$, donne $C_d = 0,90$

On remarque que pour les deux directions le $C_d < 1,2$ donc la salle est considéré comme peu sensible aux excitations dynamiques.

❖ Calcul de la pression due au vent

D'après le règlement, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

Les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

II-1-3 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

La structure est de hauteur totale inférieure à 10 m. Il n'y a pas donc pas lieu de subdiviser le maître-couple (cf.chapitre 2, §3.1.1)

- la pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j) \text{ (structure permanente).}$$

Avec :

C_e : le coefficient d'exposition au vent.

z_j : la distance verticale entre le niveau de sol et le centre de l'élément j.

II-1-4 Coefficient de rugosité C_r

-Il est donné par la relation (2.15-chapitre 5) **RNV99** :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \text{Ln}(z/z_0) & \text{pour } Z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \text{Ln}(Z_{min}/z_0) & \text{pour } z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Les valeurs des C_r sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	Z (m)	C_r
Parois verticales	4.47	0.722
toiture	6.78	0.722

Tableau II-1 les valeurs de C_r

II-1-5 Coefficient d'exposition C_e

Il est donné ci-dessus par la formule (2.13-chapitre 2) RNV99 :

$$* C_e = C_T(z)^2 \times C_r(z)^2 \times [1 + 7 \times K_T / C_T(z) \times C_r(z)].$$

Niveau	$C_T(z)$	$C_r(z)$	$C_T(z)^2$	$C_r(z)^2$	C_e
Parois verticales	1	0.722	1	0.521	1.63
toiture	1	0.722	1	0.521	1.63

Tableau II-2 les valeurs de C_e

II-1-6 Valeur des pressions dynamiques q_{dyn}

- Selon la relation :

$$* q_{dyn(zj)} = q_{ref} \times C_e(zj)$$

On peut calculé les valeurs des pressions dynamiques sous le tableau suivant :

Niveau	q_{ref} (N/m ²)	$C_e(zj)$	$q_{dyn}(zj)$ (N/m ²)
Parois verticales	470	1.63	766.1
toiture	470	1.63	766.1

Tableau III 3 les valeurs de Q_{dyn}

II-1- Direction de vent VI

II-1-7 1 Le coefficient de pression externe p_e

Le coefficient de pression externe C_{pe} de constructions à base rectangulaire et de leurs élément constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée .Ils sont définis par des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$

dans le cas existante , la surface chargée égale à 1 m² supérieur a 10m² donc :

$$* C_{pe} = C_{pe,10}$$

❖ Les parois verticales

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure 5.1 de chapitre 5, et avant tout il faut déterminer e telle que :

$$e = \text{Min}(b, 2h).$$

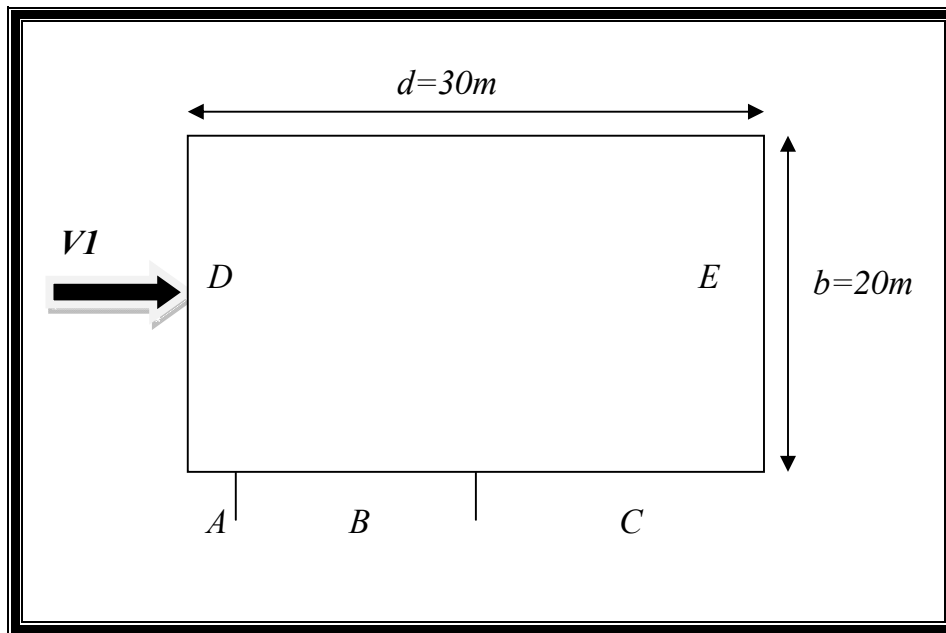
h : hauteur totale de paroi : $h = 6.78$ m

d : la dimension parallèle à la direction VII : $d = 30$ m ..

b : la dimension perpendiculaire à la direction VII : $b = 20$ m

$$e = \text{Min}(20\text{m}, 13.56\text{m}) = 13.56\text{m}.$$

On a : $d > e \Rightarrow$ la paroi est divisé en 3 parties (A , B, C) selon le sens de d , plus E et D selon b pour chacune ,comme ils indiqués les schémas suivantes :



-Figure II -2 vue en plan du parois verticale direction VI

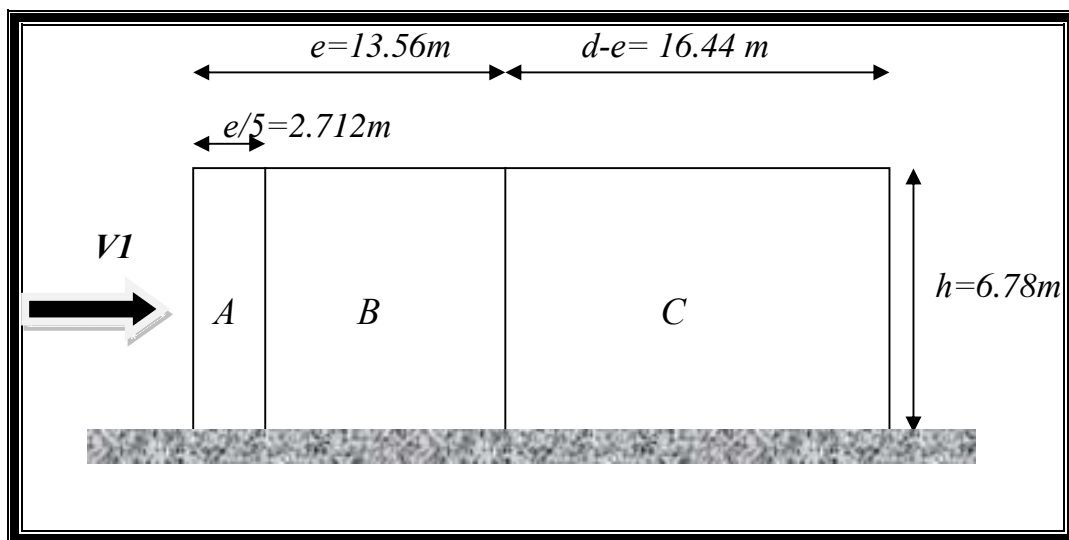


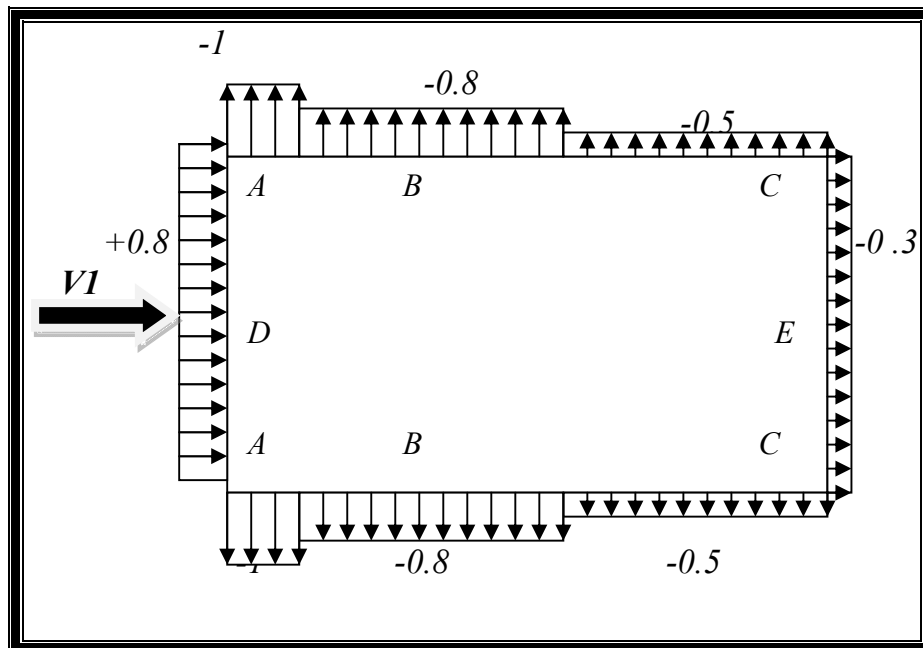
Figure II -3 vue d'élévation du parois verticale direction VI

Et selon le tableau (5.1), on trouve :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II-4 les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales direction VI

La figure suivante illustre les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales :



-Figure II -4 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales –direction VI

❖ **Toiture**

Dans le cas de la salle de sport, il existe toiture a deux versant, dont la direction du vent est définie par un angle θ (voir figure 5.4) :

$\theta = 90^\circ$ pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices.

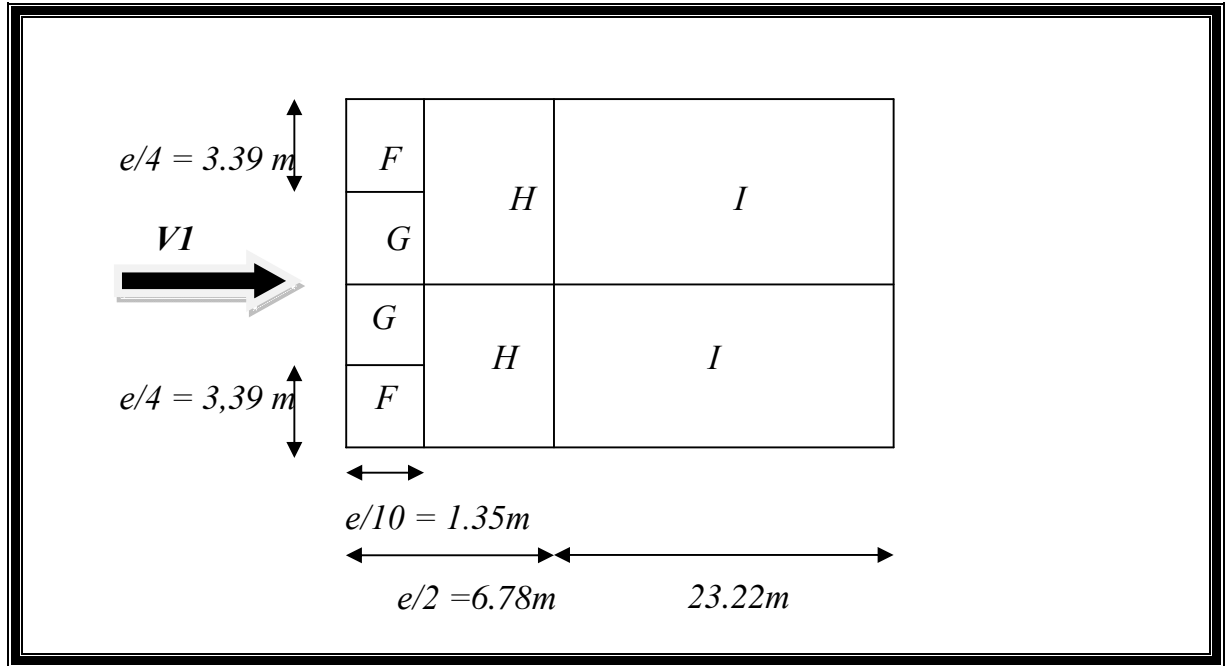
Il convient de diviser la toiture comme indiqué sur la figure 5.4, les coefficients de pression $C_{pe,10}$, sont donnés dans le tableau 5.4, effectivement selon la pente α les valeurs sont s'exprimées au tableau suivant :

Zone	16°
Pente α	
F	-1.3
G	-1.3
H	-0.6
I	-0.5

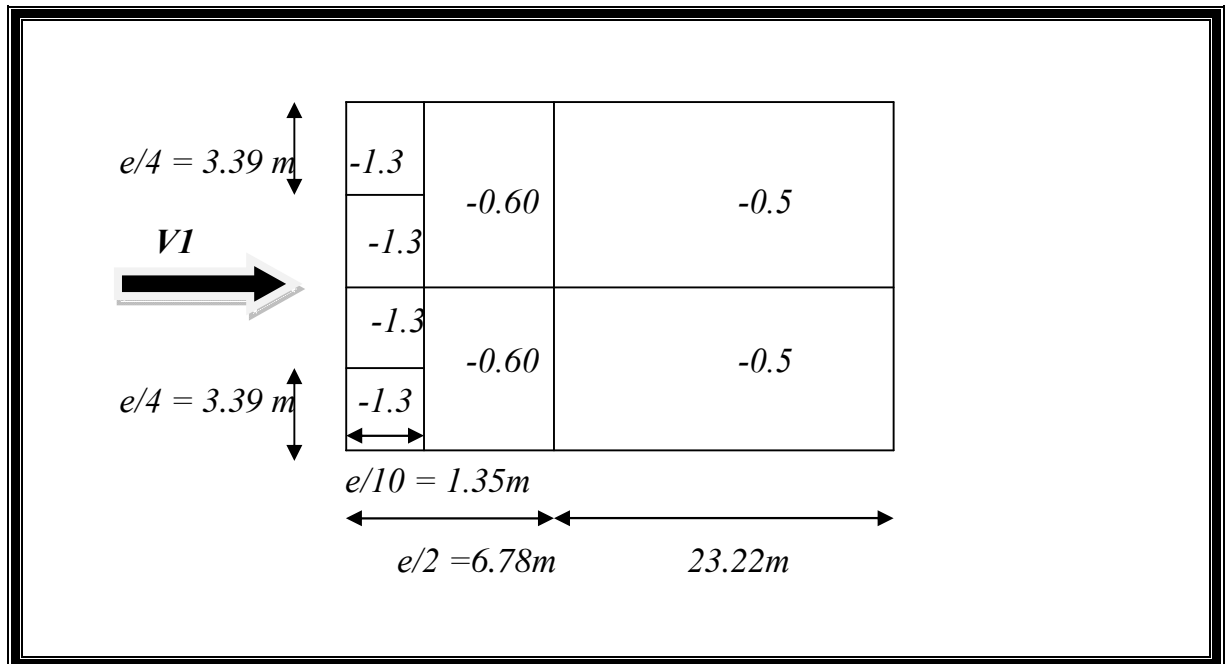
Tableau II-4 les valeurs de C_{pe} pour la toiture - direction VI

▪ **Note1**

Les valeurs précédentes sont trouvés à partir de l'interpolation linéaire dans l'intervalle $[15^\circ, 30^\circ]$, pour la pente α égale à (16°) cela comme l'indiqué au paragraphe (5.4) page 70 de **RNV 99**



-Figure II –5 Direction du vent V1



-Figure II –6 Valeurs de Cpe direction V1 pour la toiture-

II-1-7-2 Le coefficient de pression intérieure C_{pi}

On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité μ_p (cf. chapitre 5, §2.1.1).

$$\mu_p = 0,58 \quad C_{pi} \text{ est tiré de la figure 5.15; } C_{pi} = -0,15.$$

Calcul des pressions

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule :

$$* q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

- Les parois verticales

Les résultats sont donnés sous forme du tableau suivant :

Sens du vent -1-							
Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)	Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
D	0,80	-0,20	712.473	F	-1,30	-0,20	-783.72
A	-1,00	-0,20	-569,98	G	-1,30	-0,20	-783.72
B	-0,80	-0,20	-427.48	H	-0,60	-0,20	-284.99
C	-0,50	-0,20	-213.74	I	-0,50	-0,20	-213.74
E	-0,30	-0,20	-71.25	J	-	-0,20	-

Tableau II-1 Pressions sur les parois verticales, et toiture pour la direction V1 du vent-

$$\mu_p = 1. \quad C_{pi} = -0,5.$$

Sens du vent -1'-							
Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)	Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
D	0,80	-0,25	723.965	F	-0,9	-0,25	-448.17
A	-1,00	-0,25	-517.12	G	-0,8	-0,25	-379.22
B	-0,80	-0,25	-379.22	H	-0,30	-0,25	-34.47
C	-0,50	-0,25	-172.37	I	-0,40	-0,25	-103.42
E	-0,30	-0,25	-34.47	J	-1,00	-0,25	-517.12

Tableau II-2 Pressions sur les parois verticales, et toiture pour la direction V1' du vent-

II-1-8 Direction de vent V2**II-1-8-1 Le coefficient de pression externe C_{pe}** **❖ Les parois verticales**

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure 5.1 de chapitre 5, et avant tout il faut déterminer e telle que :

$$e = \text{Min}(b, 2h).$$

h : hauteur totale de paroi : $h = 6,78 \text{ m}$

d : la dimension parallèle à la direction V1 : $d = 20 \text{ m}$.

b : la dimension perpendiculaire à la direction V1 : $b = 30 \text{ m}$

$e = \text{Min}(36m, 13.56) = 13,56m.$

On a : $d > e \Rightarrow$ la paroi est divisé en 3 parties(A,B,C) selon le sens de b , plus E et D selon d pour chacune ,comme ils indiqués les schémas suivantes

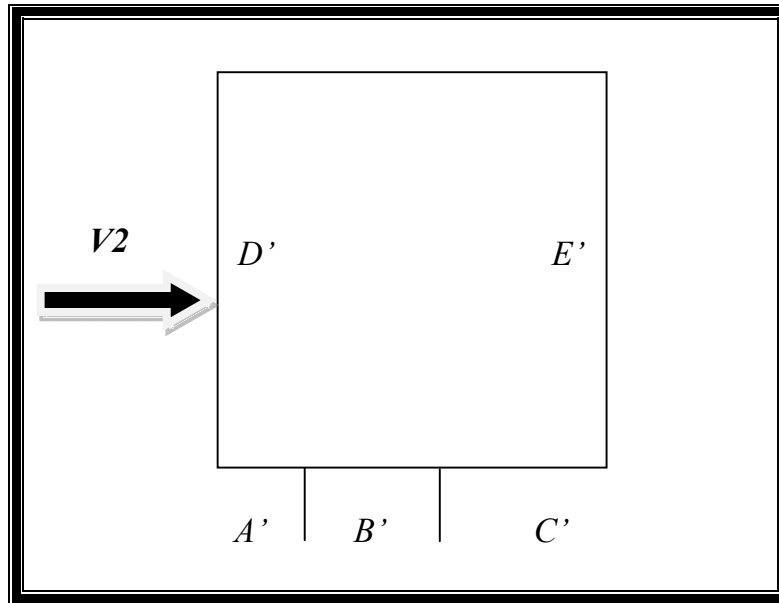
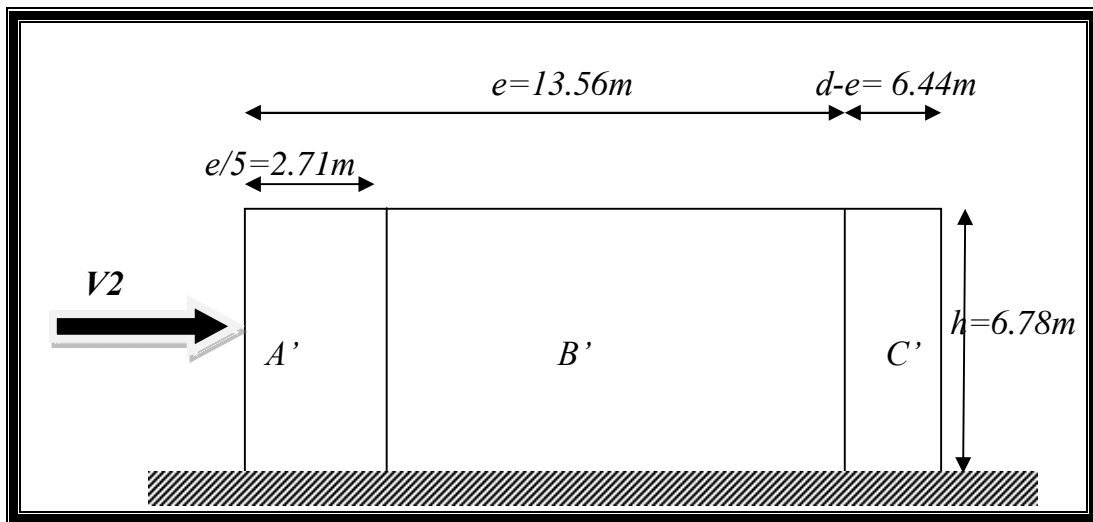


Figure II -7 vue en plan

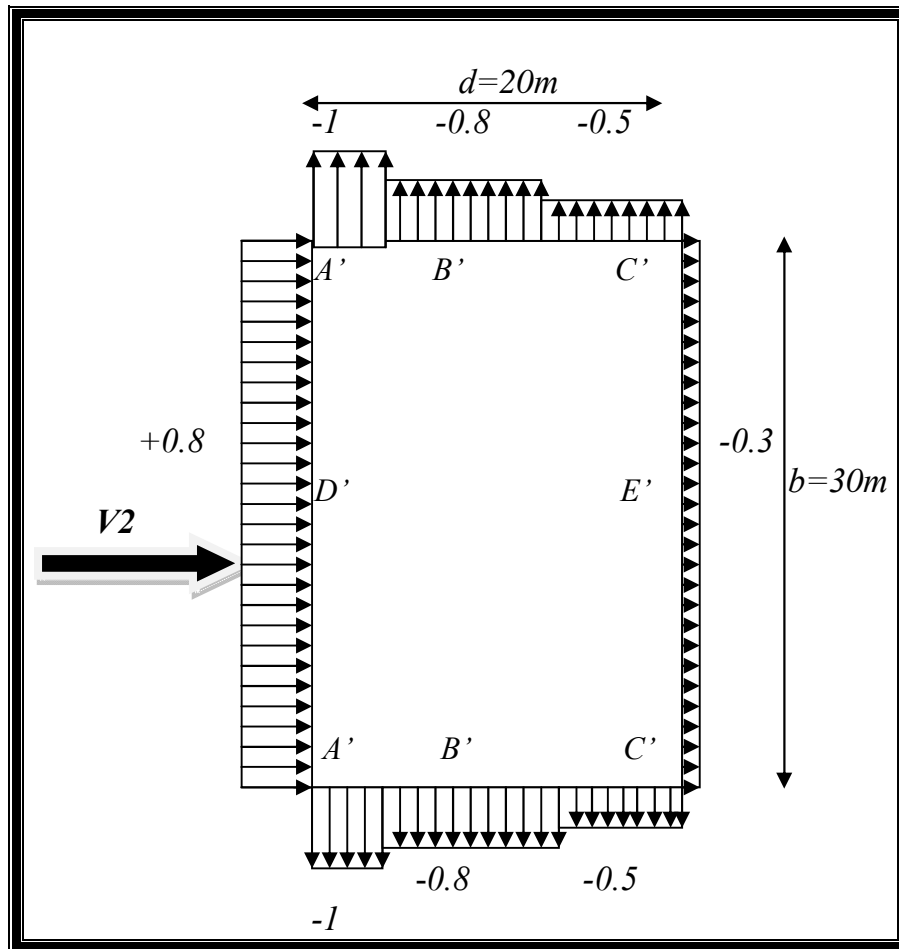


-Figure II -8élévation pour les parois verticales direction V2-

Et selon le tableau (5.1) , on trouve :

Zone	A'	B'	C'	D'	E'
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II-8 les valeurs de Cpe pour du parois verticales- direction V2
 La répartition est représentée ci- dessus



-Figure II –9 Valeurs de Cpe pour les parois verticales direction V2-

❖ **Toiture**

Mêmes démarches que la toiture de vent V1.

$\theta = 0^\circ$ pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices.

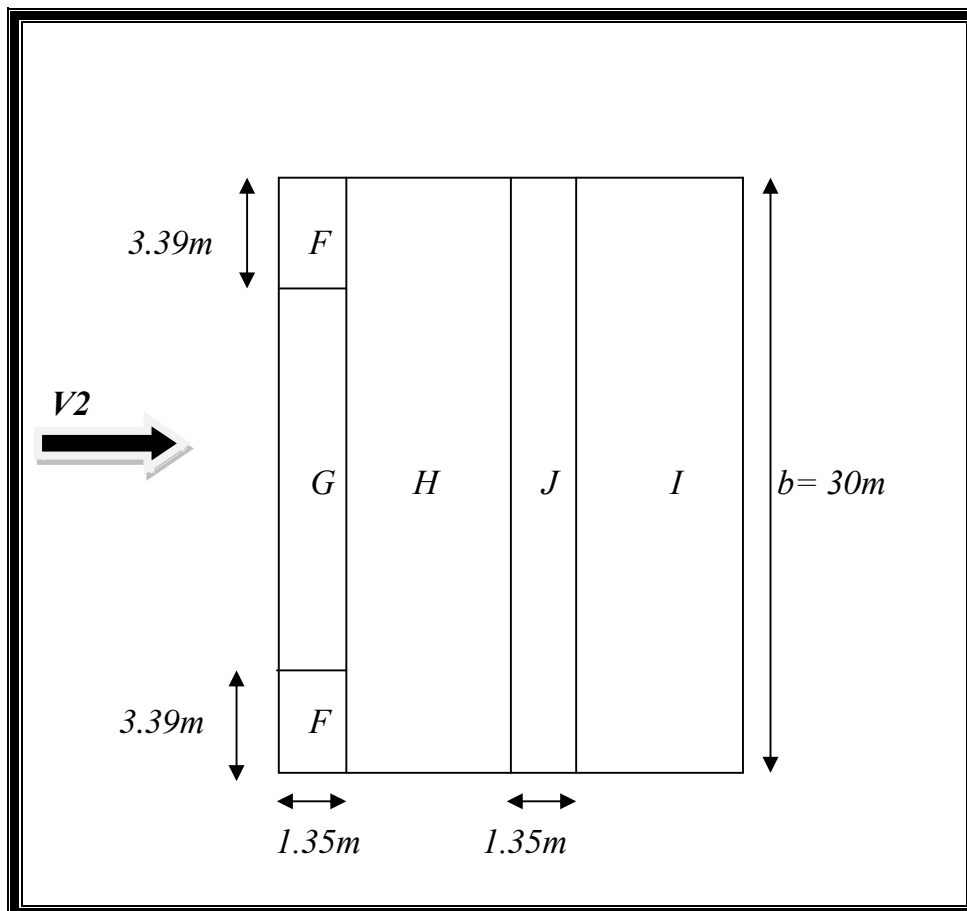
Il convient de diviser la toiture comme indiqué sur la figure 5.4, les coefficients de pression $C_{pe,10}$, sont donnés dans le tableau 5.4, effectivement selon la pente α , les valeurs sont s'exprimées au tableau suivant :

Zone	16°
Pente α	
F'	-0.9
G'	-0.8
H'	-0.3
I'	-0.4
J'	-1.0

Tableau II-9 les valeurs de C_{pe} pour la toiture- direction V2

• **Note**

A partir de la recommandation du RNV 99, les coefficients de pression extérieure concernant les toitures symétriques, sont presque identiques pour toutes les pentes.



-Figure II -10 Valeurs de C_{pe} pour la toiture Direction du vent V2

II-1-8-2 Le coefficient de pression intérieure C_{pi}

On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité μ_p (cf. chapitre 5, §2.1.1).

❖ Calcul des pressions

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule :

$$* q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

$$\mu_p = 0.67. C_{pi} = -0.20.$$

Sens du vent -2-							
Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)	Zone	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
D	0,80	-0,15	676.85	F	-0.9	-0,15	-534.35
A	-1,00	-0,15	-605.60	G	-0.8	-0,15	-463.11
B	-0,80	-0,15	-463.11	H	-0.3	-0,15	-106.87
C	-0,50	-0,15	-249.37	I	-0,4	-0,15	-178.12
E	-0,30	-0,15	-106.87	J	-1.0	-0,15	-605.60

Tableau II-10 Pressions sur les parois verticales, et toiture pour la direction V2 du vent-

$$\mu_p = 0.75. C_{pi} = -0.25.$$

Sens du vent -2'-							
Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)	Zone	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
D	0,80	-0,50	896.34	F	-1,30	-0,50	-551.592
A	-1,00	-0,50	-344.745	G	-1,30	-0,50	-551.592
B	-0,80	-0,50	-206.847	H	-0,60	-0,50	-68.95
C	-0,50	-0,50	0,00	I	-0,50	-0,50	0,00
E	-0,30	-0,50	137.9	J	-	-0,50	-

Tableau II-11 Pressions sur les parois verticales, et toiture pour la direction V2' du vent-

II-1-9 Les forces de frottement

Le calcul des forces frottement est valable uniquement pour les constructions allongées de catégorie I.

L'une des conditions ($d/h = 30/6.78 = 4.42 > 3$) donnée au chapitre 2 §1.4.2 est vérifiée. il y a lieu de considérer les forces de frottement, On prendra le cas d'un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent ($C_{frj} = 0.04$.tableau 2.1.chapitre 2), la force de frottement est donnée par la formule 2.8

$$F = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

$C_{frj} = 0.04$ (tableau 2.1).

-paroi verticale :

$$F1 = 766.1 \times 0.04 \times 30 \times 2 \times 6.5 = 11951.16 \text{ N}$$

-Toiture :

$$Ft = 766.1 \times 0.04 \times 30 \times 2 \times 10.12 = 18607.0368 \text{ N}$$

Finalement, on fait la somme :

$$F_{fr} = F1 + Ft = 30558.1968 \text{ N.}$$

II-2 Effet de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte la vérification des éléments de la salle de sport.

II-2-1 Base de calcul

❖ La charge de la neige

La valeur de la charge de neige S sur la toiture est donnée par la formule (1) :

$$S = \mu \times S_k$$

Ou : μ : la charge de neige sur le sol. ; S_k : coefficient de forme de la toiture.

❖ Calcul de S_k

Le coefficient S_k dépend de la zone géographique et l'altitude de site.

Notre site est classé en zone B, selon la classification de la RNV99.

S_k est donné par la formule :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer :

$$H = 1000m$$

Donc :

$$S_k = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$S_k = 50 \text{ kg/m}^2$$

❖ Coefficients de forme des toitures

Pente	μ	$S_k \text{ kg/m}^2$	$S = \mu \times S_k \text{ (kg/m}^2\text{)}$
16°	0.8	50	40

Tableau II-12 Coefficients de forme des toitures

La charge de neige : $S_N = 40 \text{ kg/m}^2$

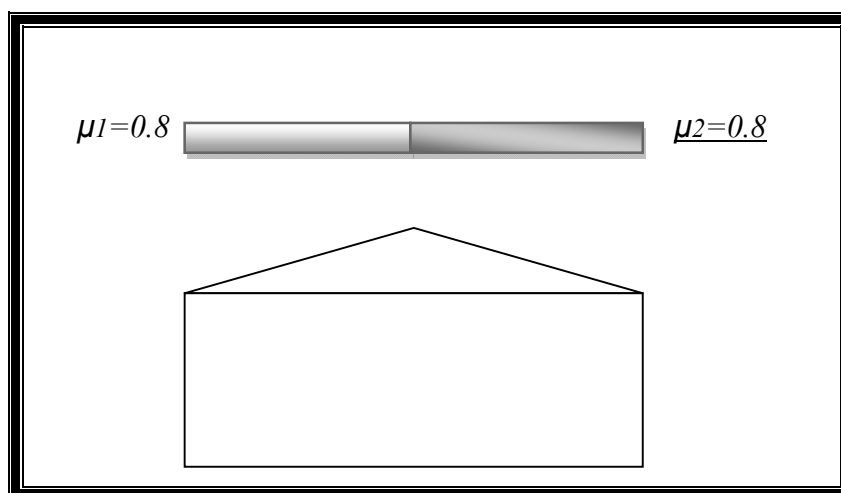


Figure II-11 la distribution de la neige au surface de la toiture

II-3 Effet de la température

On doit tenir compte les effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendré des effort parasites dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres au niveau des appuis, ainsi que les éléments exposés à l'aire libre (variation plus élevée du gradient thermique .

Et comme notre salle omnisport est implantée à Alger , qui a eu une faible variation de température entre la jour et la nuit ,alors l'effet de la température n'est pas pris en compte.

Chapitre III

Etude Sismique

III-1 Introduction :

Un séisme ou tremblement de terre est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices.

III-2 Règlement utilisée :

Toutes les constructions doivent être soumises aux règlements parasismiques Algérien RPA99/2003.

III-3 Méthode utilisée :

Pour notre structure nous utiliserons la méthode statique équivalente étant donné que le bâtiment a une hauteur inférieure à 65m.

III-3-1 Principe de la méthode statique équivalente:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

III-3-1-2 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales

selon la formule : $v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$ (4.1).

III-3-1-3 coefficient d'accélération de zone (A) :

Notre structure se trouve à Alger, classée selon le RPA99/2003 dans la Zone I
Il s'agit d'un bâtiment à usage sportives : groupe 1B : $A=0.12$

III-3-1-4 Facteur d'amplification dynamique moyen D : Fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

ou ζ (%) et le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages:

Nous avons un portique en acier avec remplissage dense D'après le tableau (4.2)

$\xi = 5\%$, d'ou $\eta = 1$

III-3-1-5 Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

dans notre cas portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage $C_T = 0.05$

Donc: $T=0.25s$

- Par la formule: $T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$ (4.7)

$T_x=0.13s$; $T_y=0.18s$

III-3-1-6 Calcul de T_2 :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (d'après Tab: 4.7) Site ferme : $T_2=0.4s$

Sens longitudinal : $0 < T = 0,13 s < T_2$ donc : $D_x = 2,5$ $\eta = 2,5$.

Sens transversal : $0 < T = 0,18s < T_2$ donc : $D_y = 2,5$ $\eta = 2,5$.

$D_x = D_y$ donc on va faire un seul calcul pour V , mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

III-3-1-7 Coefficient de comportement de la structure (R) :

Pour les deux la structure est contreventée par palées triangulées en X : $R=4$.

III-3-1-8 facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad (4-4)$$

On prend : $Q=1.15$

IV-3-1-9 Calcul de poids de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = WGi + \beta WQi \quad (4-5)$$

WGi : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

WQi : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. dans notre cas $\beta=0.3$.

le poids de la structure a été estimé par logiciel (Robot bat) avec la combinaison $G+0.3Q$: $W=589.06 \text{ KN}$.

IV-3-1-10 Calcul de la force sismique V :

-Sens x : $V_x=127.02 \text{ KN}$.

-Sens-y : $V_y=127.02 \text{ KN}$.

Spectre	Fx (KN)	Fy (KN)	80%V	0.8V < F
E_x, E_y	102	89,15	101,67	OUI

dans le sens (y-y) il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces , déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8V/Vt = 1,14$.

IV-3-2 Conclusion :

Les résultats, en terme des sollicitations, montrent que l'influence du vent sur notre salle est plus importante que celles dus aux excitations sismiques.

Chapitre IV

Les éléments Secondaires

IV- 1 Principe de calcul

Le calcul de la structure comporte une étude élémentaire qui concerne les éléments individuels (lisse, panne, potelet....etc.) et globale qui concerne le système constructif .pour le calcul de chacun des éléments constituant notre salle, on procédera de la façon suivante:

-Evaluation des charges appliquées sur les éléments puis la recherche de la combinaison la plus défavorable en appliquant le règlement en vigueur EUROCODE 3.

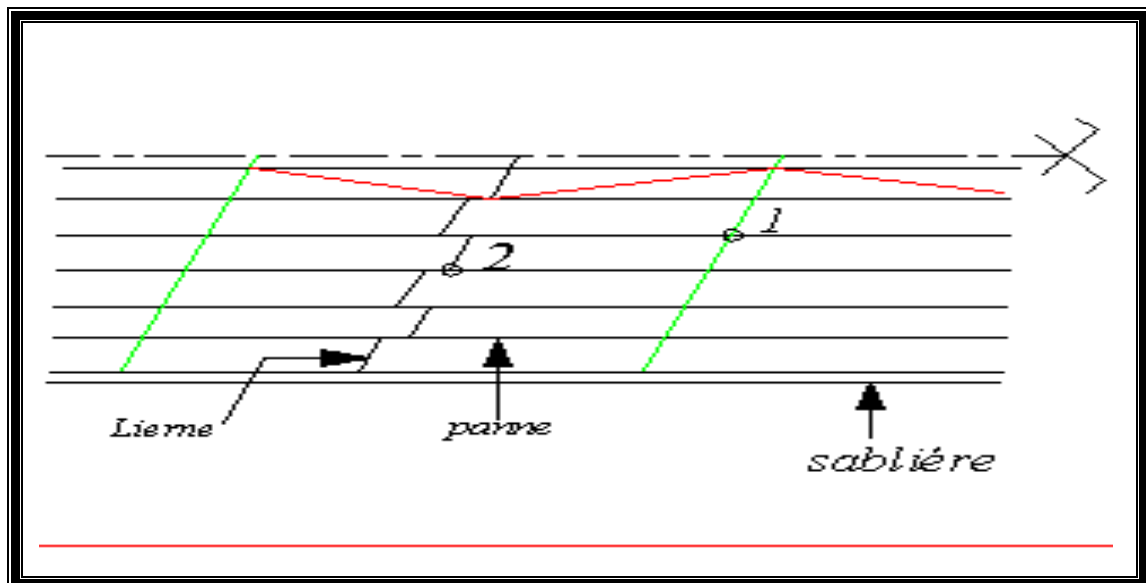
-pré dimensionnement des éléments suivant la condition de rigidité ou l'élanement générale.

-vérification de la résistance, la stabilité et de la rigidité en se basant sur les formules de la résistance matériau (RDM) et les différentes règles.

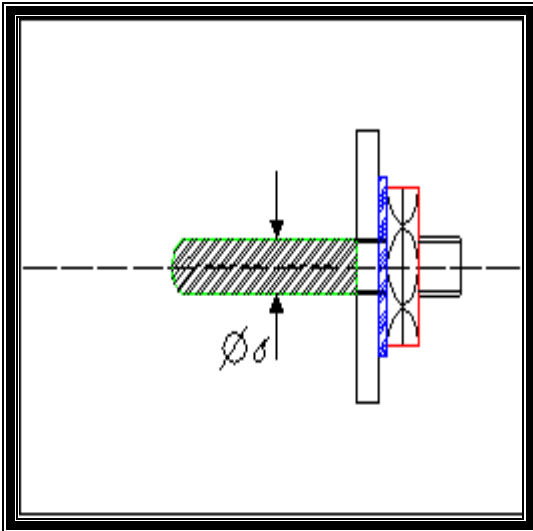
La vérification consiste à s'assurer qu'en aucun point, la contrainte ne dépasse pas la limite élastique (σ_e) et que la flèche ne dépasse pas la limite de déformation (f_a).

Finalement l'étude permet de réaliser une salle de sport avec des mesures respectées ainsi que la vérification des conditions suivantes:

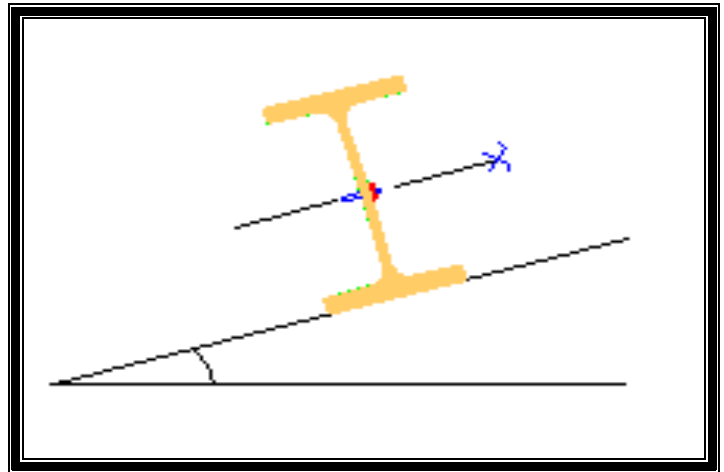
- La stabilité
- La résistance
- Le confort



-Figure -III-1 position de panne, sablière, lierne



-Figure -III-2 tige de lierne



-Figure -III-3 fixation des pannes avec Liernes

IV- 1-1 Calcul des pannes

❖ Définition et hypothèse de calcul

-Les pannes sont des éléments qui ont pour rôle de supporter la couverture, elles peuvent être disposées parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan des versants. Dans la plus des cas, elles sont constituées de poutrelles laminées (IPE) et peut être (HEA), compte tenu de la pente des versants donnée par la pente des fermes ou traverses de portiques, les pannes sont posées inclinées sur la membrure supérieure à un angle α et de ce fait, travaillent en flexion déviée.

-Elles sont calculées pour pouvoir résister aux poids propre de la couverture ainsi que leurs poids propre et aux surcharges variables (neige, vent).

❖ Principe de calcul

- Les charges permanentes et la charge de neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

- Vérification des pannes

- ✓ Portée entre axe des fermes $L=6m$
- ✓ Portée entre axe des pannes $p = 1.6m$
- ✓ Le panne contient un lien.

- Chargement

- ✓ La couverture L75 ($q=14,2 \text{ kg/m}^2$)
 - ✓ Poids propre de la couverture $q_c = 14,2 \times 1.6 = 22.72 \text{ kg/ml}$ ✓
 - Poids propre des accessoires d'attache $q_a = 1 \times 1.6 = 1.6 \text{ kg/ml}$ ✓ P
 - poids propre de la panne q_p (IPE 140) = 12.9 kg/ml
- $$G = q_c + q_a + q_p = 37.22 \text{ kg/ml}$$

- Charges climatiques✓ Neige : $9,6 \text{ kg/m}^2$

✓ Vent :

$$V_N = q_{\text{dyn}} \times (C_e - C_{pi}) \times l_c$$

$$V_N = 76.61 \times (-1,45) \times 1,6 = -177.74 \text{ kg/ml (dépression)}$$

$$G = \begin{cases} G_Y = G \cos 11,30 = 35,30 \text{ kg/ml} \\ G_Z = G \sin 11,30 = 7,54 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

$$V_N = \begin{cases} V_{ny} = -177.74 \text{ kg/ml} \\ V_{nz} = 0 \end{cases}$$

- Combinaison d'action

combinaison		Dépression	
		Q_z (kg/ml)	Q_y (kg/ml)
$G + 1.5 V_n$		-231.3	7,54
$1.35G + 1.5 V_n$		-218.95	10,18
$G + V_n$		-142.44	7,54
Charge plus favorable	P	-231.3	10.18
	Np	-142.44	7,54

Tableau IV-1 Combinaison d'action

- Caractéristiques de poutrelle utilisée

caractéristiques profilé	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	W_{ply} (cm^3)	W_{plz} (cm^3)	I_t (cm^4)	I_w (cm^6)	P (kg/m^2)	A (cm^2)
IPE 360	16265.6	1043.2	1019.1	191.1	37.32	1980	57.1	72.70

Tableau IV-2 Caractéristiques du profilé IPE360

- Le profilé IPE 360**- Flexion déviée**

$$\frac{d}{tw} = \frac{298,6}{8} = 37,325 < 72\xi = 72 \Rightarrow \xi = 1 \text{ (classe 1) tableau (53,1) CCM97page47}$$

$$\frac{C}{tf} = \frac{170-8}{12,7} = 12,7 < 15 \xi = 10 \Rightarrow \xi = 1 \text{ (classe 1) tableau (53,1) CCM97page49}$$

Selon l'EUROCODE 3, la panne est en classe 1, ces caractéristiques sont :

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$G = 8,1 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$f = 235 \text{ Mpa}$$

- Dépression

$$M_y = q_z \frac{l^2}{8} = 231,3 \frac{(6)^2}{8} = 1040,8 \text{ kg.m}$$

$$M_z = q_y \frac{l^2}{8} = 10,18 \frac{(3)^2}{8} = 11,45 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{23,5 \times 1019,1}{1} = 23948,85 \text{ kg m}$$

$$M_{plz} = \frac{f_y \times W_{plz}}{\gamma M_o} = \frac{23,5 \times 191,1}{1} = 4490,8 \text{ kg m}$$

$$M_o = 1 \text{ et } \zeta = 1$$

$$\left[\frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta < 1 \Rightarrow \left[\frac{1040,8}{21235} \right]^2 + \left[\frac{11,45}{2884,9} \right]^1 = 0,004 < 1 \text{ (vérifiée)}$$

.....CCM97page 74

Pour la semelle inférieure comprimée on a :

- Calcul de M_{cr}

$$M_{cr} = C \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{1/2}$$

$$M_{cr} = 2,986 \times \frac{10 \times 2,1 \times 10^6 \times 1043,2}{(300)^2} \times \left[\frac{314000}{1043,2} + \frac{(300)^2 \times 0,386 \times 37,3}{10 \times 1043,2} \right]^{1/2} = 149877,50 \text{ Kg.m}$$

$$\bar{\lambda} L t = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{23948,85}{149877,5}} = 0,4$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda} L T = 40 > 0,4 \Rightarrow \text{courbe (a)} \Rightarrow X_{lt} = 0,69 \text{ (risque de déversement)}$$

Le moment résistant de calcul d'un élément fléchi non maintenu latéralement au déversement doit être prise égale à :

$$M_{ry} = M_{ply} \times X_{lt} \times \frac{\beta_w}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{ry} = 23948 \times 0.69 \times \frac{1}{1.1} = 15022,46$$

$$M_{Rz} = M_{plz} = 4490.8 \text{ kg.m}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_{M1} = 1.1 \\ \gamma_{M0} = 1 \end{cases} \quad (\text{Page 103})$$

Pour la semelle inférieure comprimée on a :

$B = 1$ classe 1 ou 2

$B_w = 1$ pour la section de classe 1 (page 177).

Il faut que la formule doive être vérifiée :

$$\left[\frac{M_y}{M_{Ry}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_z}{M_{Rz}} \right]^{\beta} < 1$$

$$\left[\frac{1040.8}{15022.4} \right]^2 + \left[\frac{11.45}{452.38} \right]^1 = 0.03 < 1 \text{ (vérifiée)}$$

- Vérification de la flèche

$$\frac{f_y}{L} = \frac{5}{384} \times \frac{q_y \times L^3}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{142.44 \times (6)^3}{210 \times 16265} = 0,0001 < \frac{1}{200} \text{ (vérifiée)}$$

IV- 1-2 Calcul des liernes

Les pannes d'un même versant sont réunies entre elles par un câble traversant les pannes, au voisinage du milieu de leur portée, appelés les liernes, donc les liernes agissent comme des appuis dans le plan de versant, elle doivent s'opposer à la rotation de la panne.

Les efforts cumulés de traction des liernes doivent être attachés en haut de la pente, pour ne pas solliciter les pannes faîtères par les efforts verticaux excessifs ou des efforts horizontaux, les liernes sont suspendus de l'avant dernière panne par bretelles rattachées directement aux fermes.

On considère que la lierne constitue un appui au milieu de panne : $q = q_{zMax}$

D'après le tableau de combinaison des charges : $q_{yMax} = 11.163 \text{ kg/ml}$

Après le calcul par la formule des trois moments, on obtient :

-Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 , provenant de la panne sablière

$$T_1 = 1.25 \times \frac{q}{2} \times \frac{L}{2} = 20,93 \text{ kg}$$

-Efforts dans les tronçons L_2 : (Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3 par Jean Morel page 145).

$$T_2 = 1.25 \times q \times \frac{L}{2} + T_1 = 62,79 \text{ kg}$$

-Efforts dans les tronçons L_3 :

$$T_3 = 1.25 \times q \times \frac{L}{2} + T_1 + T_2 = 125,58 \text{ kg}$$

-Efforts dans les tronçons L_4 :

$$T_4 = 1.25 \times q \times \frac{L}{2} + T_1 + T_2 + T_3 = 251,17 \text{ kg}$$

L'effort maximale étant de 251,17 kg.

$$A = \frac{251,17}{23,5} = 10,69 \text{ mm}^2$$

Donc, on prend la tige $\phi 6$

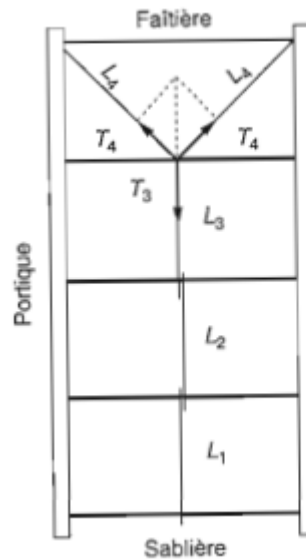


Figure -III-4 position des liernes

IV- 1-3 Calcul des lisses

Les lisses ce sont des profilées en I ou en U disposes horizontalement sur le long de pignon, sont distingués à la fixation du bardage et supporte la maçonnerie, plus la transmission des efforts aux poteaux et potelets

La liaison est considérée comme appui simple

❖ Charges agissantes sur la lisse

-charge verticale due au poids propre de la lisse et du bardage

-charge horizontale due a la prissions du vent

❖ Vérification des lisses

-poids propre de lisse UAP 100 ($p_p = 10.5 \text{ kg/ml}$)

-Poids du bardage L 60 ($P_B = 12 \text{ kg /ml}$)

- poids des accessoires d'attaches ($p_a = 1 \text{ kg /ml}$)

CP = 29 kg / ml

❖ Caractéristique de poutrelle utilisée

Soit UAP 100 a eu les caractéristiques suivantes:

caractéristique profilé	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	i_y (cm^4)	i_z (cm^4)	W_{ply} (cm^3)	W_{plz} (cm^3)
UPN 140	209.5	32.38	3.96	1.57	49.59	18.54

Tableau IV-3 Caractéristiques du profilé UAP100

- La charge permanente

$$G = 29 \text{ kg/ml}$$

- Charge climatique

$$Vn = q = 69,138 \times 1.625 = 112,34 \text{ kg/ml}$$

- Combinaison de charge

Combinaison	q_y (kg/ml)	q_z (kg/ml)
1.35G + 1.5 Vn	168,51	39,15

Tableau IV-4 Combinaison d'action pour le calcul des lisses

-Vérification de la résistance

On a choisit la classe de profil UAP100

$$\frac{C}{tf} = \frac{50}{8.5} = 6 < 10 ; \text{ (section fléchie)}$$

$$M \leq MR \Rightarrow MR = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_o} ; \gamma M_o = 1$$

$$M_y = 168,51 \times \frac{36}{8} = 758,295 \text{ kg.m} \quad M_z = 39,15 \times \frac{9}{8} = 44,04 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{M_o} = \frac{23.5 \times 49.6}{1} = 1165.5 \text{ kg.m}$$

$$M_{plz} = \frac{f_y \times W_{plz}}{M_o} = \frac{23.5 \times 18.54}{1} = 435.69 \text{ kg.m}$$

Donc la vérification se fait par la formule de calcul :

$$\left[\frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta < 1 \quad \text{telque : } \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \\ \gamma M_o = 1 \end{cases}$$

$$\left[\frac{758,295}{1165} \right]^2 + \left[\frac{44,043}{435.69} \right]^1 = 0.524 < 1 \text{ (vérifiée).}$$

-Vérification de la flèche**a) Due au vent :**

$$\frac{f_y}{L} = \frac{5}{384} \times \frac{q_y \times L^3}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{112,34 \times (6)^3}{210 \times 209.5} = \frac{1}{402,11} < \frac{1}{200} \text{ (vérifiée)}$$

$$\text{b) Due à } C_p : \frac{f_z}{L} = \frac{5}{384} \times \frac{q_z \times L^3}{E \times I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{39,15 \times (3)^3}{210 \times 32.38} = \frac{1}{956,64} < \frac{1}{200}$$

❖ Vérification de déversement de la lisse de bardage

$$M_{cr} = 2.986 \times \frac{10 \times 2.1 \times 10^6 \times 32.38}{(300)^2} \times \left[\frac{1800}{32.38} + \frac{(350)^2 \times 0.386 \times 2.65}{10 \times 32.38} \right]^{1/2} = 4746.09 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ry} = M_{ply} \times Xlt \times \frac{\beta_w}{\gamma M1} \Rightarrow M_{ry} = \frac{0,71}{1,1} \times 2420,5 = 519,07 \text{ kg m}$$

$$\left[\frac{758,295}{519,07} \right]^2 + \left[\frac{44,043}{435,69} \right]^1 = 0,3 < 1 \text{ vérifiée}$$

$$\bar{\lambda} Lt = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2420,5}{2601,27}} = 0,97 > 0,4 \text{ risque de déversement} \Rightarrow Xlt = 0,71$$

IV- 1-4 Calcul des potelets

❖ Définition

Les potelets sont des profils disposés verticalement, t sur le pignon et qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts à la poutre au vent puis au sol, ils sont sollicités à la compression (poids propre de potelet, poids de paroi, poids des lisses et poutre compose), ils sont sollicités aussi à la flexion due au vent.

Les potelets sont conçus en IPE soumissent à la flexion composé dont les efforts sont:

- Efforts normal produit par le poids propre du potelet et lisse.
- effort flexionnel produit par l'action du vent sur le pignon.

❖ Calcul des potelets

Surface reprise par potelets $S = 6,45 \times 7,5 = 48,38 \text{ m}^2$

Poids propre du bardage (LL60) $= 12 \times 48,38 = 503,1 \text{ kg}$

Poids propre des lisses (UAP 100) $= 10 \times 6 \times 4 = 252 \text{ kg}$

Poids propre de potelé (IPE 200) $= 22,4 \times 7,5 = 168 \text{ kg}$

Donc $C_p = 923,1 \text{ kg}$

❖ Les caractéristiques géométriques du profil IPE 200

$I_y = 1943,2 \text{ cm}^4$; $W_{ply} = 220,6 \text{ cm}^3$; $W_{ely} = 194,3 \text{ cm}^3$; $i_y = 8,26 \text{ cm}$

$I_z = 142,31 \text{ cm}^4$; $W_{plz} = 44,6 \text{ cm}^3$; $W_{elz} = 28,46 \text{ cm}^3$; $i_z = 2,24 \text{ cm}$

$h = 200 \text{ mm}$; $b = 100 \text{ mm}$; $A = 28,5 \text{ cm}^2$

$I_w = 13000 \text{ cm}^6$; $I_t = 6,98 \text{ cm}^4$; $t_f = 8,5 \text{ mm}$

❖ Charge climatique au vent

- Dépression : $C_{pe} - C_{pi} = -1,7$

$Q = q_j \times l_c$

$Q = 69,138 \times 6,45 = 445,946 \text{ kg / ml}$

- Combinaison de charge :

combinaison	q_y (kg/ml)	q_n (kg)
1.35G+1.5Vn	668,919	1689,12

Tableau IV-4 Combinaison d'action

$M_y = q_y \frac{l^2}{8} = 668,919 \frac{(7,5)^2}{8} = 4703,33 \text{ kg.m}$

$N = q_n = 1689,12 \text{ kg}$

- La vérification de la stabilité du profil IPE 300

Pour la vérification de la flèche on a :

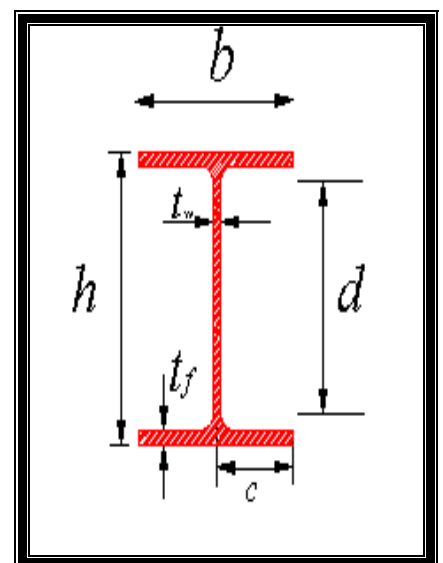


Figure -III-6 coupe transversale potelet

$$\frac{f_y}{L} = \frac{668,919 \times 5 \times (7,5)^3}{384 \times 210 \times 1943.2} = \frac{1}{477,55} < \frac{1}{200} \text{ (vérifiée)}$$

- La vérification de la flexion composée $N \neq 0$

$$N_{pl} = A \times f_y = 28.50 \times 23.5 \times 10^2 = 66975 \text{ kg}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times f_y = 220.6 \times 23.5 = 5148.1 \text{ kg.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times f_y = 44,6 \times 23.5 = 1048.1 \text{ kg.m}$$

La semelle intérieure est comprimée, on va vérifier la stabilité du profil par la formule :

$$\frac{N}{X_z \left(\frac{N_{pl}}{\gamma M_1} \right)} + \frac{KLt \times My}{XLt \left(\frac{M_{ply}}{\gamma M_1} \right)} \leq 1$$

- Détermination de la classe

a) Ame

$$\frac{d}{tw} = \frac{159}{5.6} = 28.390 < 72 \zeta, \zeta = 1 \text{ (classe 1)}$$

b) Semelle

$$\frac{C}{tf} = \frac{71.45}{8.5} = 6.68 < 10 \xi = 10$$

$$\zeta = 1 \text{ (classe 1)}$$

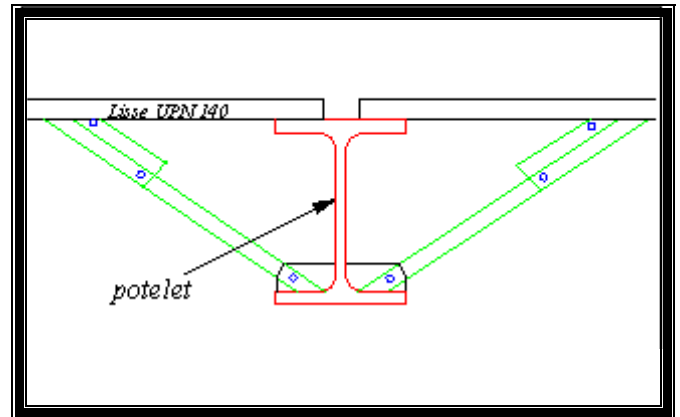


Figure -III 7 position potelet-lisse

- Calcul de XMin

$$\lambda_y = \frac{If_y}{i_y} = \frac{830}{8.26} = 66.62$$

$$\Rightarrow \lambda_{Max} = \lambda_y = 66.62$$

$$\lambda_z = \frac{If_z}{i_z} = \frac{162}{2.24} = 48.36$$

$$\lambda_1 = 93.9 \zeta ; \zeta = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{B} = \frac{66.62}{93.9 \times 1} \sqrt{1} = 0.71 > 0.2 ; B=1$$

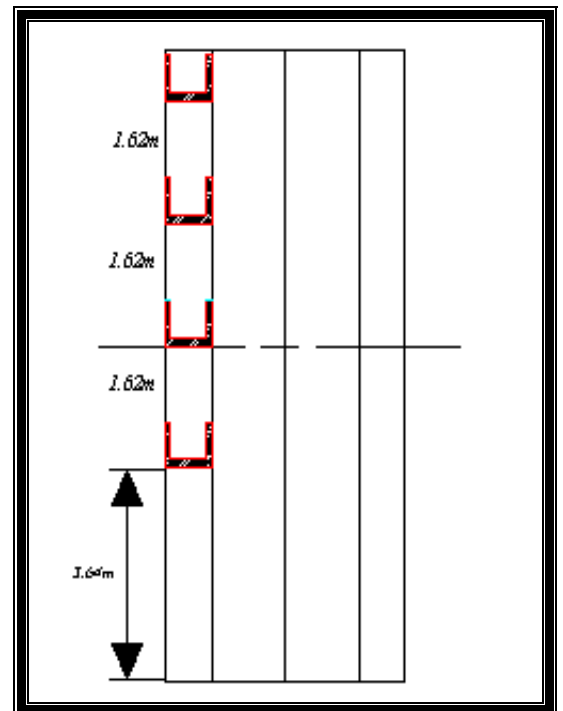
Donc il y a risque de déversement:

On a :

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2 \implies tf < 40 \text{ mm}$$

Donc courbe « a » $X_{Min} = X_y = 0.83$

$$\text{On a classe 1 : } \frac{E}{G} = \frac{8100}{21000} = 0.386$$



$$M_{cr} = \frac{C \times \pi^2 \times E \times I_z}{l^2} \sqrt{\left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right)}$$

Figure -III-8 disposition de

potelet

$$M_{cr} = \frac{2.986 \times \pi^2 \times 21 \times 10^5 \times 142.31}{(375)^2} \sqrt{\left(91.35 + \frac{(486)^2 \times 0.386 \times 6.98}{\pi^2 \times 142.31} \right)} = 14726.03 \text{ kg m}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{14767.4}{14726.4}} = 1.0 > 0.4$$

On a $\frac{h}{b} > 1.2$; $t_f \leq 40 \text{ mm}$ (courbe de flambement "a") $\Rightarrow \bar{\lambda}_{Lt} = 1.036$; $\alpha_{Lt} = 0.21$

$$X_{Lt} = 0.64$$

(tableau 5-5-2 page 172 L'eurocode 3).

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \times N}{X_z \times A \times f_y} ; X_z = f(\bar{\lambda}_z).$$

$$\mu_{Lt} = 0.15 [\bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 1] < 0.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{B} = \frac{48.36}{93.9} \times 1 = 0.52 \quad \text{tel que} \quad \begin{cases} \zeta = 1 \\ B = 1 \\ \beta_{MLT} = 1.3 \end{cases}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 [0.52 \times 1.3 - 1] = -0.05 < 0.9$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flambement selon ZZ } (\bar{\lambda}_z) \\ \frac{h}{b} = 2 > 1.5 \\ \bar{\lambda}_z = 0.52 \end{array} \right\} \text{ courbe "b"} \Rightarrow X_z = 0.87$$

$$\frac{N}{X_z \left(\frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_{Lt} \times M_y}{X_{Lt} \left(\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}} \right)} \leq 1 \quad \text{Donc } K_{LT} = 1 + \frac{0.05 \times 1689,12}{0.87 \times 126453.5} = 1$$

$$\frac{1689,12}{0.87 \left(\frac{126453.5}{1.1} \right)} + \frac{1 \times 4703,33}{0.64 \left(\frac{14767.4}{1.1} \right)} = 0,56 < 1 \quad (\text{Vérifiée})$$

Chapitre V

Stabilité

et

Contreventement

V-1 Introduction

Les contreventements sont des dispositifs qui ont pour principale fonction de Reprendre et de transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales Sollicitant un ouvrage, ainsi que d'empêcher de grandes déformations sous ces Sollicitations horizontales.

V-2 contreventement longitudinal horizontal

D'une manière générale, on ne compte pas sur la résistance propre des éléments de la Couverture dans son plan pour assurer le contreventement des versants et on prévoit de ce fait un treillis disposé suivant les versants et qui constitue la poutre au vent.

Pour au vent sera calculée tel un treillis plan dans les membrures seront formés par les Traverses des portiques, les montants par les pannes diagonales seront en double Corniers, il est à noter que seules les diagonales tendues seront considérées dans les Calculs.

V-2-1 contreventement de la toiture

* Poutre au vent

Les poutres au vent sont des contreventements disposées en toitures dans le plan des versants, elle sont disposées aux deux extrémités du salle, elle sont formées de deux cornières en croix, attachées au point d'intersection des pannes et des fermes.

Elles constituent des poutres en treillis, les réactions des potelets qui sont entraîné transmises en sablières, puis aux stabilité verticales puis aux puis fondations

* La force d'entraînement

$$F_e = C_t \times q_h \times S \quad \text{si } (d/h > 4)$$

$$F_e = 0.04 \times q_h \times S$$

$$F_e = 0.04 \times 69,13 \times 147,34 = 407,34 \text{ kg}$$

* Les forces horizontales

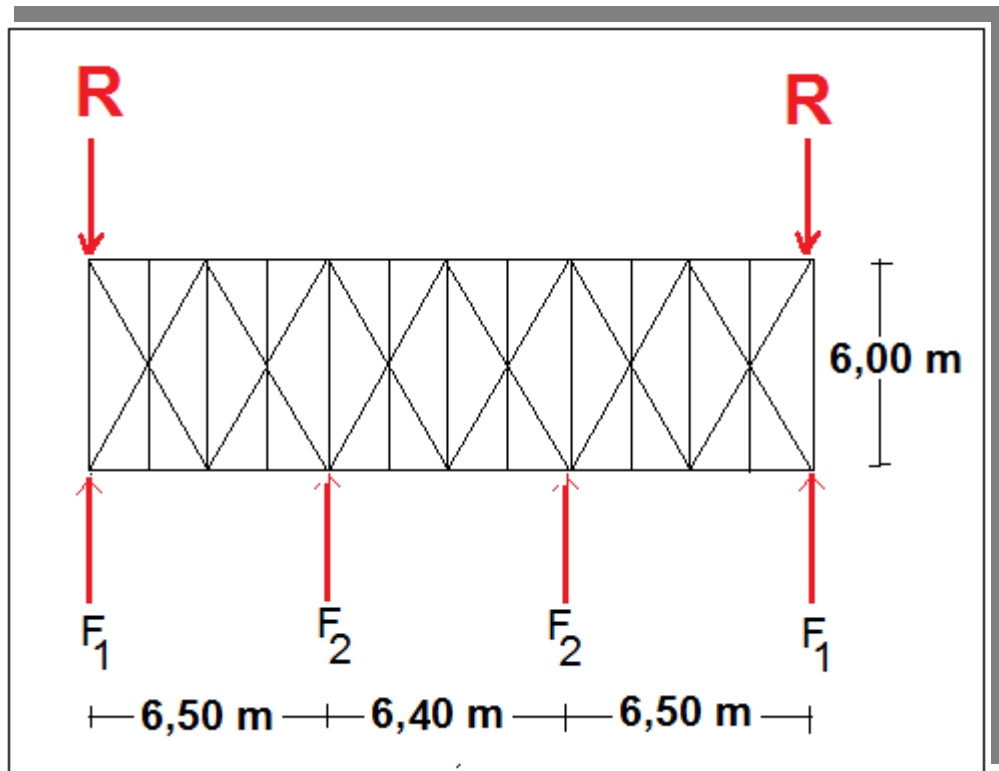
$$F_k = q_j \times S_j$$

$$F_k = C_d \times q_{du}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \times S_j$$

$$S_1 = \frac{(6,5 + 7,1) \times 3,25}{2} = 22,1 \text{ m}^2 \Rightarrow F_1 = 22,1 \times 69,13 = 1527,77 \text{ kg}$$

$$S_2 = \frac{(8,69 + 7,1) \times 6,45}{2} = 50,96 \text{ m}^2 \Rightarrow F_2 = 50,96 \times 69,13 = 5322,52 \text{ kg}$$

Les efforts qui sollicitent au niveau du contreventement de la toiture configurés ci-dessous



-Figure V-1 distribution des efforts à la toiture

* $R_A = R_B = 1935,1 \text{ kg}$

*** vérification des diagonales**

-Effort de traction dans les diagonales

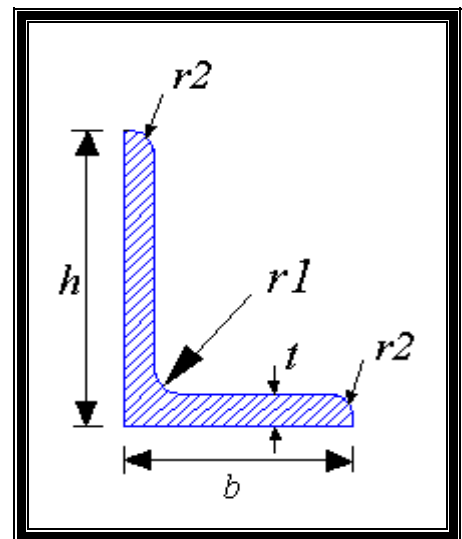
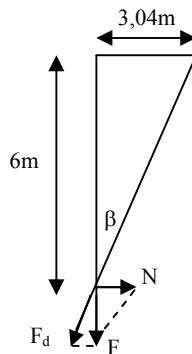
$$F_d = \frac{R}{\cos \beta}, \quad \text{tg} \beta = \frac{3,04}{6} \Rightarrow \beta = 36,74^\circ$$

$$F_d = \frac{1935,1}{\cos(36,74)} = 2169,3 \text{ Kg}$$

-Section des diagonales

$$A = \frac{F_d}{F_y} = \frac{21,693}{0,235} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière de (100x100x10)



- Figure V-2 Profil L60*60*6

V-3 Contreventement vertical

Cas de vent

On choisit le profil $100*100*10$
 On doit vérifier la diagonale la plus sollicitée en compression

caractéristique profil	$I_y \text{ cm}^4$	$I_z \text{ cm}^4$ cm^4	$I_t \text{ cm}^4$	$W_{ply} \text{ cm}^2_y$	$W_{plz} \text{ cm}^3$	$A_{brute} \text{ cm}^2$	$P_p \text{ kg/ml}$	$i_y \text{ cm}$	$i_z \text{ cm}$
2 L100*100*10	145,8	231,82	29,83	12,7	20,4	19,11	15	3,5	4,5

(Tableau V-1) Caractéristique du profile $100 \times 100 \times 10$

$$l = \sqrt{(6,5)^2 + 6^2} = 8,84m$$

$$S_B = (6,5 + 8,7) \times \frac{9,7}{2} = 73,67m^2$$

$$F = 69,13 \times 73,67 = 5092,8kg$$

$$F_d = \frac{2F}{\cos(\alpha)}; \alpha = 42,7^\circ$$

$$F_d = \frac{2 \times 5092,8}{\cos 43^\circ} = 13852,41kg$$

$$N = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 13852,41 = 20778,6kg$$

$$N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 19,11 \times \frac{23,5}{1} \times 10^2 = 44908,5kg$$

$$N < N_{pl} \text{ (donc profil à vérifiée)}$$

-On limite les élancement

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{884}{3,5} = 252,57 < 300 \text{ (vérifiée)}$$

Cas de siesme

$$l = 8,84m$$

$$F_1 = 3840kg \text{ d'après l'etude sismique}$$

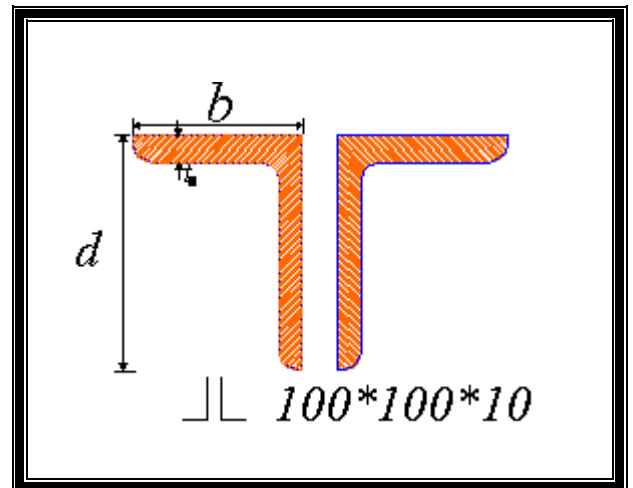
$$F_d = \frac{F}{\cos(\alpha)}; \alpha = 43^\circ$$

$$F_d = \frac{3840}{\cos 43} = 5250,5kg$$

$$N = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 5250,5 = 7875,8kg$$

$$N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 19,11 \times \frac{23,5}{1} \times 10^2 = 44908,5kg$$

$$N < N_{pl} \text{ (donc profil à vérifiée)}$$



-figure V-3 profil $\text{L } 100*100*10$

Chapitre VI

Etude des Portiques

VI.1. Généralités

VI.1.1. Les poutres

Les poutres sont des pièces principalement sollicitées en flexion. Les pièces fléchies sont parmi les éléments les plus couramment utilisés en construction métallique. On les trouve dans tous les types de structures, où elles constituent des éléments porteurs principaux (traverses de cadre, poutre de toiture ou de plancher...) ou secondaires (pannes. Lisse).

Ces éléments méritent donc qu'on leur accorde une attention particulière car une bonne connaissance des différents phénomènes qui leur sont liés est indispensable pour en assurer une conception et un dimensionnement adéquats.

VI.1.2. Les poteaux

Les poteaux sont généralement des éléments soumis à une flexion et à un effort axial. En règle générale ces éléments ne sont pas isolés du reste de la structure, et leur comportement est de ce fait influencé par l'ensemble des éléments auxquels ils sont liés.

VI.2. Détermination des efforts

Les efforts dans les éléments des portiques sont déterminés à partir d'une analyse automatique réalisé à l'aide du logiciel « **RobotBat** ». Pour le calcul de vérification on considère les éléments les plus sollicités (les plus défavorables).

VI.3. Vérification des éléments des portiques

D'après l'analyse automatique des portiques on a obtenu les efforts dans les barres et qui sont représentées dans les « annexes ».

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{array} \right\} \quad \text{pour les poutres} \qquad \left. \begin{array}{l} G + 1,5V_x \\ G + 1,5V_y \end{array} \right\} \quad \text{pour les poteaux}$$

VI.4. Les éléments des portiques

On a pris comme un pré dimensionnement des éléments les profilés suivants :

Poteaux : IPE360 ($I_x = 14516 \text{ cm}^4$; $I_y = 944 \text{ cm}^4$)

Traverses : IPE360 ($I_x = 14516 \text{ cm}^4$; $I_y = 944 \text{ cm}^4$)

VI.5. Calcul des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple dans le plan des portiques donc elles sont soumises aux efforts (M , V)

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans les tableaux suivants :

Types	N° de poutre	$G + Q$ (ELS)		$1,35G + 1,5Q$ (ELU)	
		M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
Traverse	20	18,65	6,61	40,31	16,44

Tableau (VI-1) : Effort dans les poutres

Effet de l'effort tranchant ([4] / Art. 5.4.6.(1)). EC3.

$$V \leq 0,5V_{pl}$$

$$V = 16,44 \text{ KN}$$

$$V = 16,44 \text{ KN} < 0,5 V_{pl} = 238,385 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 476,77 \text{ KN}$$

«Vérifiée»

• **Vérification à la flexion ([4] /Art.5.4.7.(2))**

Il faut vérifier que : $V < 0,5 V_{pl} \Rightarrow M < M_{pl}$

$$V < 0,5 V_{pl}$$

Pour les sections de classe 1 et 2 il vérifie que :

$$M < M_{pl}$$

Avec :

$$M_{pl} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 239,47 \text{ KN.m}$$

$$M = 40,31 \text{ KN.m} < M_{pl} = 239,47 \text{ KN.m}$$

«Vérifiée»

• **Vérification au cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau = \frac{V}{A_a} < \bar{\tau} = 0,58 f_y$

$$V = 19,951 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{A_a} = \frac{16,44 \cdot 10^3}{8,334,6} = 6,14 \text{ MPa}$$

$$\tau = 6,14 \text{ MPa} < 0,58 f_y = 136,3 \text{ MPa}$$

«Vérifiée»

V.6. Calcul des Poteaux

Les poteaux sont sollicités à la flexion composée dans le plan des portiques, les poteaux sont soumis aux efforts (M , N et T). Les sollicitations les plus défavorables sont données dans les tableaux suivants :

Types	N° de poteau	G + 1,5V _x		
		N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
Poteaux	18	53,3	21,91	176,03

Tableau (VI-2) : Effort dans les poteaux

Vérification au cisaillement

Il faut vérifier que : $V < V_{pl}$

- Poteau de rive

$$V = 21,91 \text{ KN} \quad ; \quad V_{pl} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 34,96 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 474,33 \text{ KN}$$

$$V = 21,91 \text{ KN} < V_{pl} = 474,33 \text{ KN}$$

«Vérifiée»

• **Risque de flambement ([4] /Art.5.5.1.1(1)) . EC3.**

Il faut vérifier que : $\bar{\lambda} \leq 0,2$

$$\lambda = \frac{L_K}{i_x} = \frac{650 \cdot 0,5}{3,79} = 85,75$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9$$

$$\beta_w = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = \frac{85,75}{93,9} = 0,91 > 0,2$$

Il y a un risque de flambement

Vérification au déversement ([4] / Art.5.5.2.(7)). EC3.

Il faut vérifier que : $\bar{\lambda} \leq 0,4$

$$\lambda_{LT} = \frac{85,75}{\sqrt{(C_1) \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{85,75}{170/12,7} \right)^2 \right]}} = 49,09$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\beta_w)^{0,5} = \frac{49,09}{93,9} = 0,52 > 0,4$$

Il y a un risque de déversement.

Vérification de la section ([4] / Art.5.5.1.) .EC3.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,1 > 1,2 \\ t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \\ \text{l'axe de flambement } y - y \end{array} \right\} \text{courbe } a$$

$$\bar{\lambda} = 0,91 \Rightarrow \chi = 0,7339$$

$$\lambda_{LT} = 0,52 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,9179$$

Charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1,3$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \cdot 0,63 \cdot 1,3 - 0,15 = 0,027$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N}{\chi \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0,027 \cdot 53,3}{0,7339 \cdot 7273,0 \cdot 235} = 1$$

$$N_{PL} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1709,15 \text{ KN}$$

$$M_{PL} = W_{PL} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad ; \gamma_{M0} = 1$$

$$W_{PL} = (t_w \cdot \frac{h^2}{4}) \cdot (b_f - t_w) \cdot (h - t_f) \cdot t_f$$

$$M_{PL} = 1,019 \cdot 106,0 \cdot 235 = 239,47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(\Sigma) \dots \dots \frac{N}{\chi \cdot \frac{N_{PL}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_y}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{PL}}{\gamma_{M1}}} = \frac{53,3}{0,7339 \cdot \frac{1709,15}{1,1}} + \frac{176,03}{0,9179 \cdot \frac{239,47}{1,1}} = 0,92 < 1 \quad \text{«Vérifiée»}$$

Interaction avec l'effort axial

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,25 \cdot N_{PL} = 0,25 \cdot 1709,15 = 427,15 \text{ KN} \\ 0,5 \cdot A_w \cdot f_y = 0,5 \cdot 2676,8 \cdot 235 = 314,524 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$A_w = A - 2b t_f$$

$$N = 53,3 \text{ KN} < \min(0,25 \cdot N_{PL} ; 0,5 \cdot A_w \cdot f_y) = 314,524 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction avec N.

Chapitre VIII

Etude des Assemblages

VII-1 Généralités

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- *Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.*
- *Les abouts des éléments structurels liaisonnés.*
- *Les pièces accessoires de liaison*
- *Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence*

VII-2 Fonctionnement des assemblages

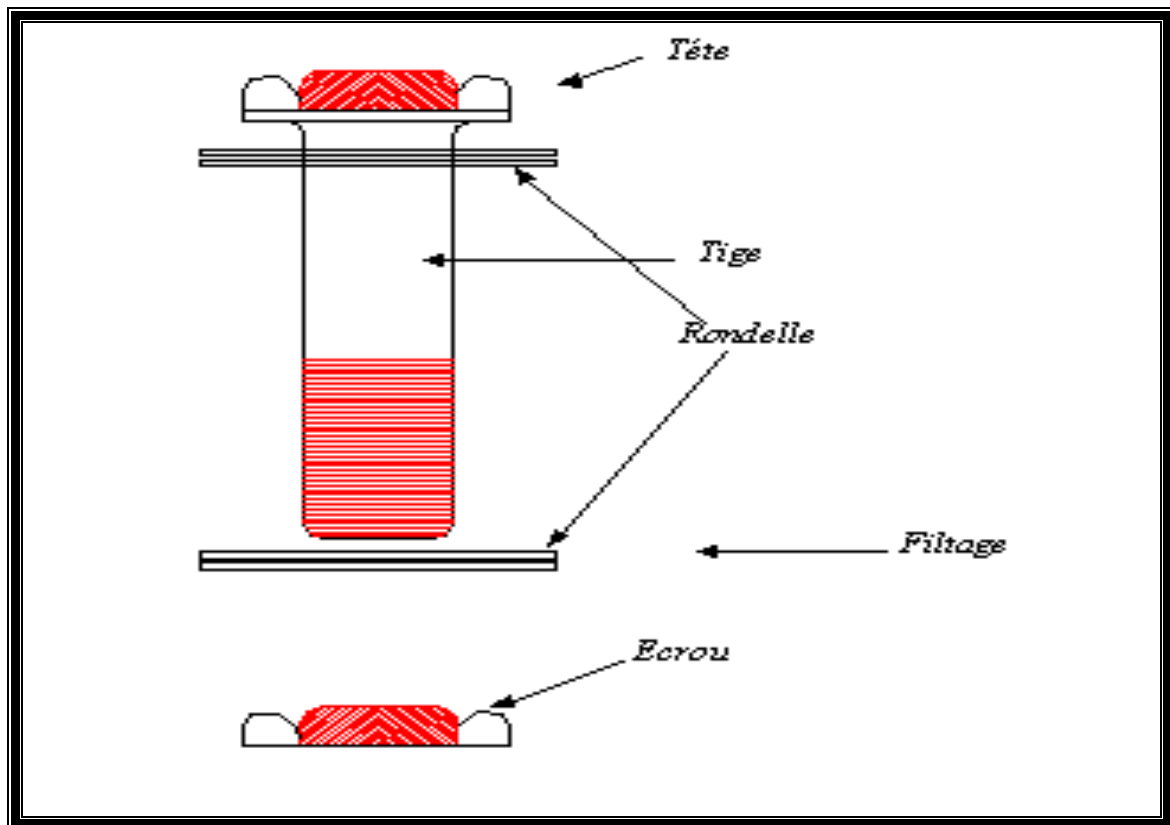
Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé le boulon de haute résistance de classe 10.9 il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance .

b) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs . Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler .



-Figure VII-1 Boulon Haute résistance

VII-2-1 Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux les et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Cette dichotomie est en fait une simplification pour mener les calculs, car en réalité, les assemblages ont un comportement intermédiaire (semi articulés, semi encastrés, semi rigides).

Les articulations, réalisées par boulonnages, n'ont pas l'apparence d'articulations classiques. Le critère caractéristique réside en fait dans la flexibilité à proximité du nœud.

❖ **Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

❖ **Coefficients partiels de sécurité**

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1$

❖ **Précaution constructive**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par broyage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.
 - $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A
 - $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B
 - $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C
 - $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

❖ **Classe A**

Surface décapée par grenailages ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion.

Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium.

Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garanti d'assurer un coefficient de glissement qui ne soit pas inférieur à 0,5

VII-3 Assemblage Boulonné encastré poteau- poutre

VII-3-1 Poteau (IPE 360) Poutre (IPE 360)

*** IPE 360**

$-t_{fc} = 12,7 \text{ mm}$; $tw_c = 8 \text{ mm}$; $t_r = 15 \text{ mm}$ (épaisseur de raidisseur ; conge = $r = 18 \text{ mm}$)

***Soudures**

$af_b = 0,7 \times 12,7 = 8,89 \text{ mm} = 9 \text{ mm}$; $aw_b = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ mm} = 6 \text{ mm}$;

$af_b = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm} = 7 \text{ mm}$

Détermination des boulons :

* $F_p = 0,7 f_{bu} \times A_s$

* $M_r = N1.d1 + N2.d2 + \dots + Ni.di + \dots + Nn.dn = \sum Ni.di = N1 \sum \frac{di^2}{d1}$

* $N_{ii} = \frac{M_x di}{\sum di^2}$

$M = 18000 \text{ daN} \cdot \text{m}$, On prend 3 boulons

$$\sum di^2 = 548^2 + 468^2 + 386^2 = 668324 \text{ mm}^2$$

$$N1 = \frac{18000 \times 548 \times 10^3}{668324} = 14759,31 \text{ daN} \Rightarrow 2 \text{ boulons}$$

$$N2 = \frac{18000 \times 468 \times 10^3}{668324} = 12604,66 \text{ daN} \Rightarrow 2 \text{ boulons}$$

$$N3 = \frac{18000 \times 386 \times 10^3}{668324} = 10396,16 \text{ daN} \Rightarrow 2 \text{ boulons}$$

Boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne 1^{er} niveau (N1)

$$* N1 \leq nFp$$

$$* N1 \leq n \cdot 0,7 f_{bu} \times A_s \Rightarrow A_s \geq \frac{N1}{n \cdot 0,7 f_{bu}}$$

$$n=2 \text{ deux files de boulons} : A_s \geq \frac{147593,1}{2 \times 0,7 \times 1000} = 105,42 \text{ mm}^2$$

soit des boulons HR 10.9 de diamètre $\Phi=14 \text{ mm}$ ($A_s = 115 \text{ mm}^2$)

$$N1 = 2Fp = 2(0,7 \times A_s \times f_{ub}) = 2 \times (0,7 \times 115 \times 100) = 16100 \text{ daN}$$

***Moment résistant**

$$M_r = N1 \cdot \sum \frac{di^2}{d1} = \frac{16100 \times 668324}{548} = 19635,06 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{mm} = 19635,06 \text{ daN} \cdot \text{m} \approx M$$

***Vérification**

$$- \text{entraxe des boulons} : S \leq 15e \text{ min} \Rightarrow 70 \leq 15 \times 14 = 210 \text{ mm}$$

$$- \text{pince} : 1,5dtr \leq a \leq 6eMin \Rightarrow 22,5 \text{ mm} \leq 55 \text{ mm} \leq 84 \text{ mm}$$

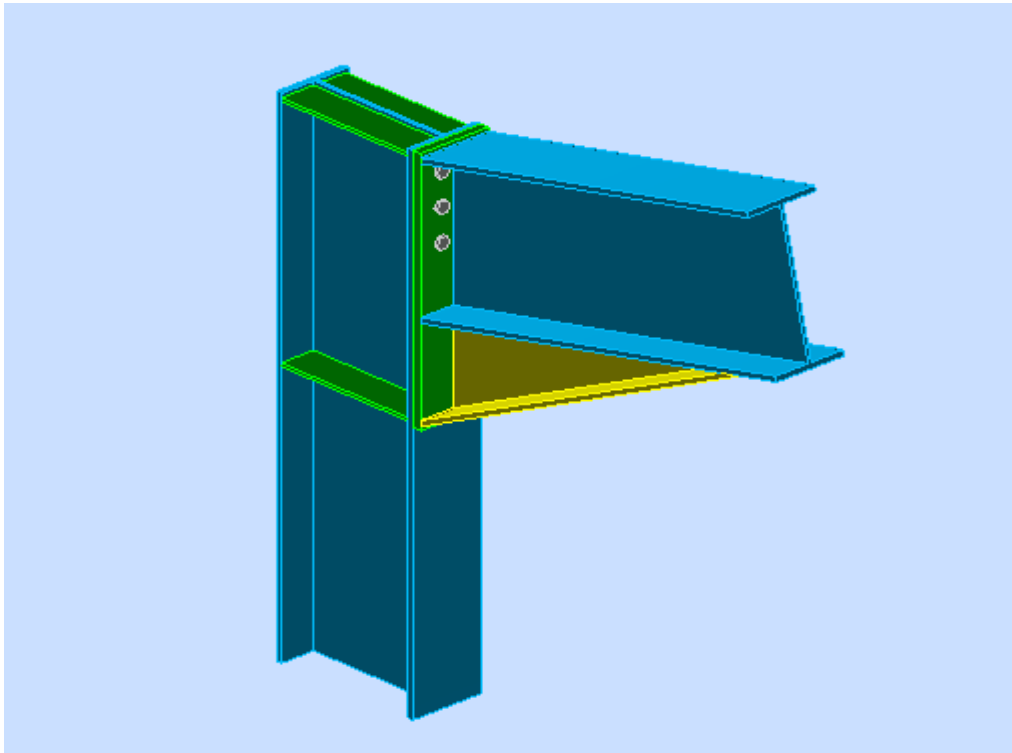


Figure VII-2 assemblage poteau IPE 360-poutre IPE 360 en 3D

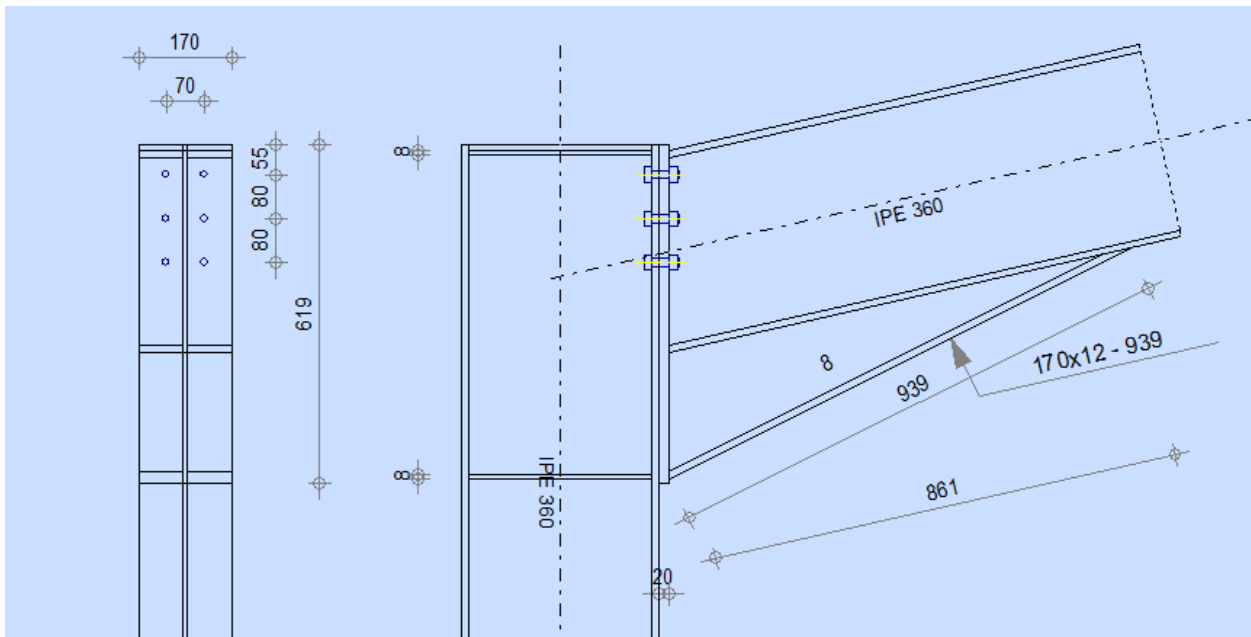


Figure VII-3 assemblage poteau IPE 360-poutre IPE 360

***Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée**

$$*F_{rd} \geq F_{sd}$$

$$*F_{rd} = f_y \times t_w c \left(1,25 - 0,5 \gamma_{Mo} \times \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{Mo}}$$

$$*Avec \dots b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$*\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M}{W_{xx}}$$

$$*b_{eff} = 12,7 + 2 \times 15 + 5(14 + 15) = 187,7 \text{ mm}$$

$$*\sigma_n = 0 + \frac{18000}{904} = 19,91 \text{ daN / mm}^2$$

$$*F_{rd} = 235 \times 8 \times \left(1,25 - 0,5(1) \times \frac{19,91}{235} \right) \times \frac{187,7}{1} = 224,22 \text{ KN}$$

$$*F_{sd} = \frac{M}{(h - t_{fb})} = \frac{18000 \times 10^3}{(360 - 12,7)} = 518,28 \text{ KN}$$

$$*F_{rd} \geq F_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Condition non vérifiée \Rightarrow un jarret (IPE 300) + raidisseur à rajouter dans le prolongement de la semelle de la poutre, pour ne pas vérifier prendre $t_r = t_{fb} = 15 \text{ mm}$

VII-4 Assemblage Boulonné Encastré poutre- poutre

VII-4-1 Poutre (IPE 360) Poutre (IPE 360)

- $t_{fc} = 12,7 \text{ mm}$; $tw_c = 8 \text{ mm}$; $t_r = 15 \text{ mm}$ (épaisseur de raidisseur ; conge = $r = 18 \text{ mm}$)

*Soudures :

$af_b = 0,7 \times 12,7 = 8,89 \text{ mm} = 9 \text{ mm}$; $aw_b = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ mm} = 6 \text{ mm}$;

$af_b = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm} = 7 \text{ mm}$

Détermination des boulons :

* $F_p = 0,7 f_{bu} \times A_s$

* $M_r = N1.d1 + N2.d2 + \dots + Ni.di + \dots + Nn.dn = \sum Ni.di = N1 \sum \frac{di^2}{d1}$

* $N_{ii} = \frac{M_x di}{\sum di^2}$

$M = 6406 \text{ daN} \cdot \text{m}$, On prend 5 boulons

$\sum di^2 = 258^2 + 203^2 + 148^2 + 93^2 = 1383,26 \times 10^2 \text{ mm}^2$

$N1 = \frac{6406 \times 258 \times 10^3}{1383,26 \times 10^2} = 11948,2 \text{ daN} \Rightarrow 2 \text{ boulons}$

$N2 = \frac{6406 \times 203 \times 10^3}{1383,26 \times 10^2} = 9401,1 \text{ daN} \Rightarrow 2 \text{ boulons}$

$N3 = \frac{6406 \times 148 \times 10^3}{1383,26 \times 10^2} = 6854,01 \text{ daN} \Rightarrow 2 \text{ boulons}$

$N4 = \frac{6406 \times 93 \times 10^3}{1383,26 \times 10^2} = 4306,9 \text{ daN} \Rightarrow 2 \text{ boulons}$

Boulons les plus charges sont les boulons de la ligne 1^{er} niveau (N1)

* $N1 \leq n F_p$

* $N1 \leq n \cdot 0,7 f_{bu} \times A_s \Rightarrow A_s \geq \frac{N1}{n \cdot 0,7 f_{bu}}$

$n=2$ deux files de boulons : $A_s \geq \frac{119482}{2 \times 0,7 \times 1000} = 85,34 \text{ mm}^2$

Soit des boulons HR 10.9 de diamètre $\Phi = 16 \text{ mm}$ ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)

$N1 = 2 F_p = 2(0,7 \times A_s \times f_{ub}) = 2 \times (0,7 \times 157 \times 100) = 21980 \text{ daN}$

*Moment résistant

$M_r = N1 \cdot \sum \frac{di^2}{d1} = \frac{21980 \times 138326}{258} = 11784,5 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{mm} = 11784,5 \text{ daN} \cdot \text{m} \rangle M$

*Vérification

- entraxe des boulons : $S \leq 15e \text{ min} \Rightarrow 70 \leq 15 \times 14 = 210 \text{ mm}$

- pince : $1,5d_{tr} \leq a \leq 6e \text{ Min} \Rightarrow 24 \text{ mm} \leq 55 \text{ mm} \leq 84 \text{ mm}$

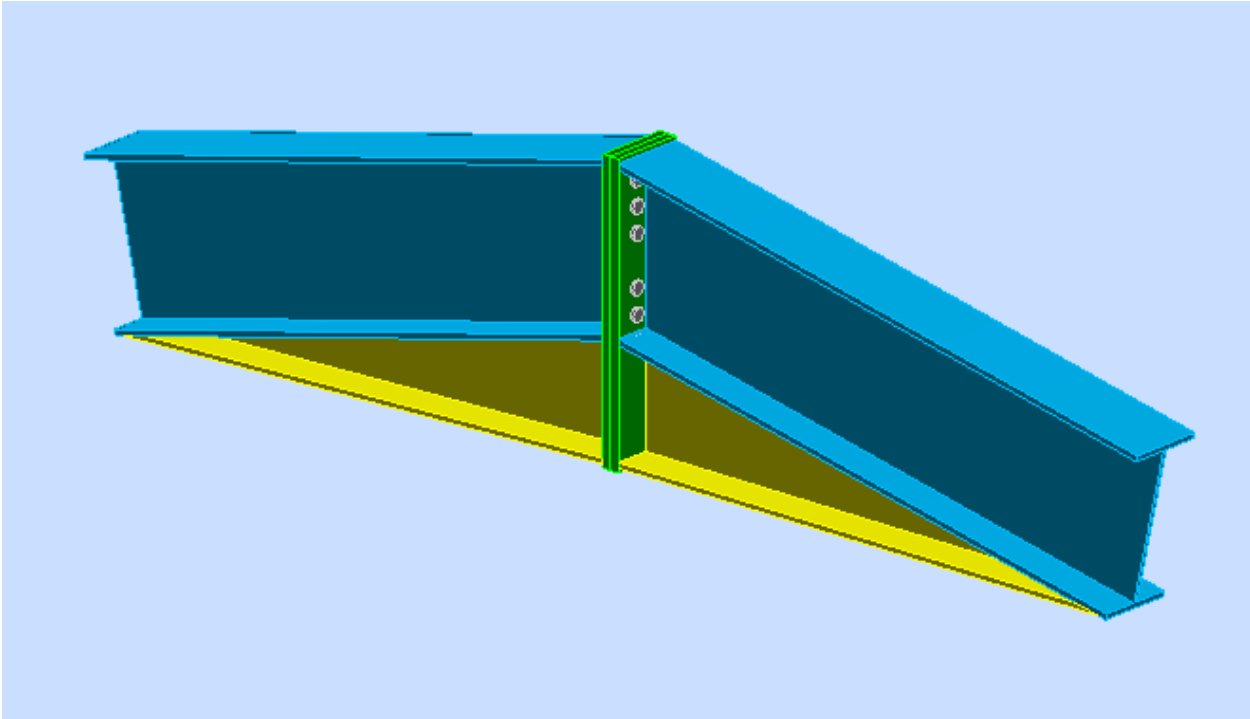


Figure VII-4 assemblage poutre IPE 360-poutre IPE 360 en 3D

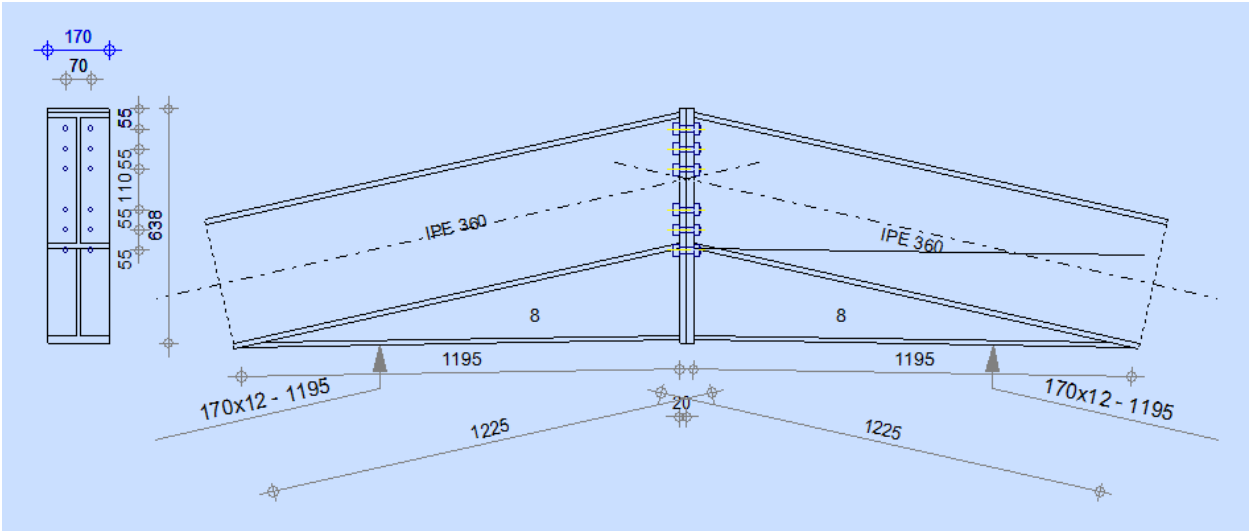


Figure VII-5 assemblage poutre IPE 360-poutre IPE 360

***Résistance de l'âme du poutre dans la zone comprimée**

$$*F_{rd} \geq F_{sd}$$

$$*F_{rd} = f_y \times t_w c \left(1,25 - 0,5 \gamma M_0 \times \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \times \frac{b_{eff}}{\gamma M_0}$$

$$*Avec \dots b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$*\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M}{W_{xx}}$$

$$*b_{eff} = 12,7 + 2 \times 15 + 5(12,7 + 18) = 196,2 \text{ mm}$$

$$*\sigma_n = 0 + \frac{6406}{904} = 70,9 \text{ daN / mm}^2$$

$$*F_{rd} = 235 \times 8 \times (1,25 - 0,5(1) \times \frac{70,9}{235}) \times \frac{196,2}{1} = 834,63 \text{ KN}$$

$$*F_{sd} = \frac{M}{(h - t_{fb})} = \frac{6406 \times 10^3}{(360 - 12,7)} = 184,85 \text{ KN}$$

$$*F_{rd} \geq F_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

***Résistance de l'âme du poutre dans la zone tendue**

$$*F_{rd} \geq F_{sd}$$

$$*F_{rd} = f_y \times t_w c \times \frac{b_{eff}}{\gamma M_0}$$

$$*F_{rd} = 235 \times 8 \times \frac{75}{1} = 141 \text{ KN}$$

Avec b_{eff} = distance entre colonnes

$$*F_{sd} = \frac{M}{(h - t_{fb})} = \frac{6406 \times 10^3}{(360 - 12,7)} = 184,45 \text{ KN}$$

* $F_{rd} \geq F_{sd}$ Condition non vérifiée, un jarret (IPE 300) + Raidisseur à rajouter dans la prolongement de la semelle de la poutre, pour ne pas vérifier prendre $t_f = t_{fb} = 15 \text{ mm}$

Chapitre VIII

Etude des Fondations

VIII-1 Etude des fondations

VIII-1 -1 Définition

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VIII-1 -2 Rappelle

❖ Les types des fondations

-Fondation superficielle:

- *Semelle isolée sous Poteau*
- *Semelle filante continue sous mur*
- *Semelle filante sous plusieurs poteaux*
- *Radiers généraux ou nervurés*

-Fondation profonde (semelle sous pieux)

❖ Choix des fondations

-Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- *La nature et le poids de la superstructure.*
- *La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction*
- *La qualité du sol de fondation.*

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (pour notre cas le contrainte admissible du sol =20MPa

❖ Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculées de la même manière

❖ Stabilité des fondations

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- ♣ *Des sollicitations dues à la superstructure*
- ♣ *Des sollicitations dues au sol.*

VIII -1-3 Semelle isolée sous poteaux

❖ Méthode des bielles

$$* G+Q \begin{cases} N_1=65,27 \text{ KN} ; & N_1, M_1 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELS} \\ M_1=5,83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$* 1,35G+1,5Q \begin{cases} N_2=94,31 \text{ KN} ; & N_2, M_2 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELU} \\ M_2=8,45 \text{ KN} \end{cases}$$

* Pré dimensionnement

Semelle carré : $S=A \times B / \sigma'_{sol}=2\text{bar}=20\text{t/m}^2$

$$\begin{aligned} A \times B &\geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol}} = \frac{65,27}{200} = 0,326 \text{ m}^2 \\ A \times B &\geq 0,326 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

On prend $A=B=1,9\text{m}$

* Calcul l'épaisseur du sol

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{190-40}{4} = 37,5\text{cm}$$

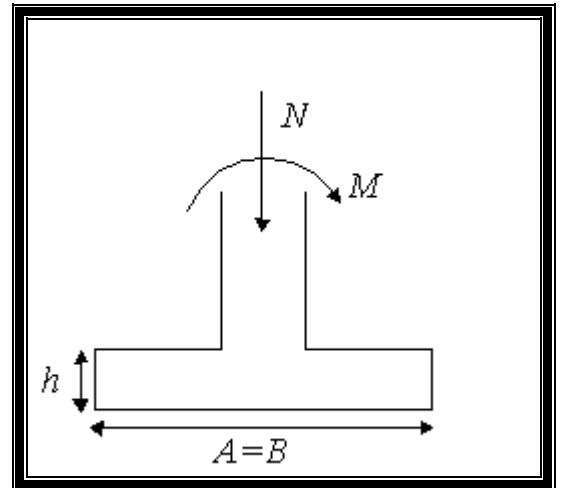


Figure VIII-1 sollicitations de fondation

On prend $d'=5\text{cm} \Rightarrow h_c=50\text{cm}$, d' : enrobage d'acier

VIII-1 -4 Vérification de la stabilité

Stabilité $\Rightarrow A \geq 6e_1$, tel que e_1 : excentricité

$$*e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{5,83}{65,27} = 0,1\text{m}$$

$$*6e_1 = 6 \times 0,1 = 0,6\text{m}$$

$A > 6e_1$ condition de stabilité est vérifiée

VIII-1 -5 Vérification de la contrainte

$$A \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol} \times B} \left(1 + 3 \times \frac{e_1}{B} \right) = \frac{65,27}{200 \times 1,9} \left(1 + 3 \times \frac{0,1}{1,9} \right) = 0,20\text{m}$$

Donc : $A > 0,20\text{m}$ (vérifiée)

VIII -1 -6 Ferrailage

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left(1 \pm \frac{3e_2}{A} \right)$$

$$e_2 = \frac{M}{N} = \frac{8,45}{94,31}$$

$$S = 1,9 \times 1,9 = 3,61 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{94,31}{3,61} \left(1 + 6 \frac{0,10}{1,9} \right) = 34,37 \text{ kn / m}^2 < \sigma'_{sol}$$

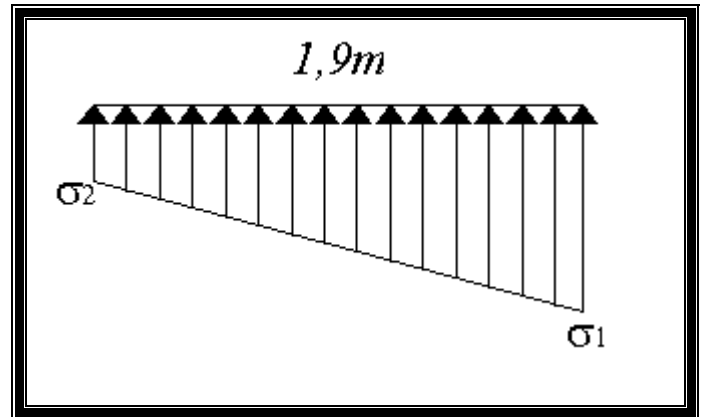


Figure VIII-2 contraintes de sol

$$\sigma_2 = \frac{94,31}{3,61} \left(1 - 6 \frac{0,10}{1,9} \right) = 17,88 \text{ kn / m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kn / m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma'_1 + \sigma'_2}{4} = \frac{3 \times (34,37) + 17,88}{4} = 30,24 \text{ kn / m}^2$$

$$N^* = \sigma_{moy} \times S = 30,24 \times 3,61 = 109,19 \text{ Kn.}$$

$$A_x = \frac{N^* (B - b)}{8(h_c - d') f_{su}}$$

$$A_y = \frac{N^* (A - a)}{8(h_c - d') f_{su}}$$

$$A_x = \frac{109,19 \times (1,9 - 0,4)}{8(0,45)348} \times 10 = 1,3 \text{ cm}^2$$

Donc il faut prendre la section minimum de BAEL 91

$$A_s \geq 0,23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{45 \times 190 \times 2,4}{400} = 11,8 \text{ cm}^2$$

*** Calcule l'espace des cadres**

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1,4 = 21\text{cm})$$

En prend $S_t = 20\text{ cm}$

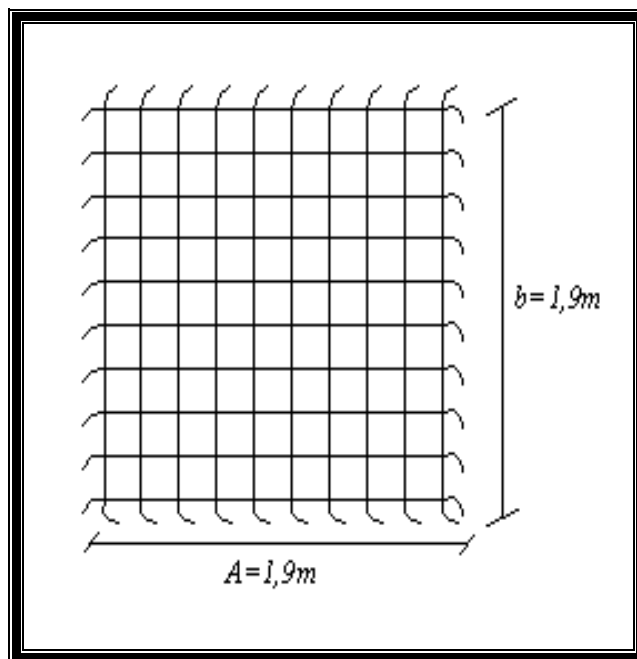


Figure VIII-3 vue en plan de Croqué de ferrailage de la semelle

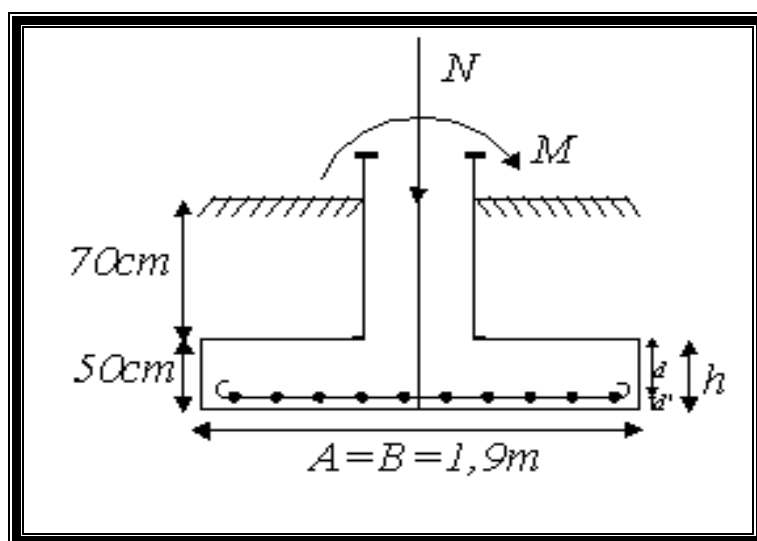


Figure VIII-4 vue en face de ferrailage de la semelle

VIII-2 Calcul des encrages:

VIII-2-1 Introduction

Les poteaux sont considérés comme encastres pour diminuer la flèche en tête de poteaux, le système doit résister à un effort normal et un effort tranchant mais aussi et essentiellement à un moment fléchissant.

Dans notre cas ; on utilise le pied poteau qui présente un encastrement dans le plan de portique et qui doit être rigide pour empêcher leur mouvement de rotation et translation, d'une part, et assure l'articulation pour permettre de s'incliner sur leur base et de déformer sans fendre ni fissurer la masse de fondation d'une autre part.

Principaux éléments composant les encrages :

VIII-2-2 Définitions

***La platine d'extrémité**

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base basée du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux liges

D'ancrages scellés dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur la surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par des raidisseurs

***les tiges s'ancrage**

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastree dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

***la bêche**

La bêche est un tronçon de profilé soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert à reporter sur le béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau

***la contre platine**

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation la contre platine a deux fonctions, il a deux fonctions celle de répartir les efforts de compression transmis par le poteau et celle de permettre au pied de poteau des mouvements de rotation.

VIII-2-3 Hypothèse

La liaison des poteaux à leur est considéré comme articulé dans les deux sens longitudinal et transversal.

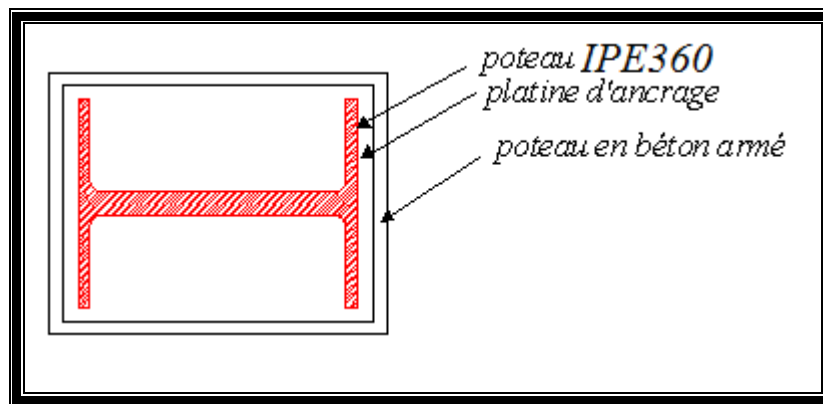
-On réalise cette articulation par la disposition d'une platine soudée au poteau et lié au poteau support de béton armée.

Le béton des poteau est dosé à $350\text{kg}/\text{m}^3$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$

-Pour avoir une articulation on doit respecter la rotation des poteaux

- prendre $h_p < 300\text{mm}$ si possible et $\delta < 200\text{mm}$
- si $300\text{mm} < h_p < 600\text{mm}$ on doit avoir

$$\left. \begin{array}{l} \Theta L : \text{rotation de pied de poteau} \\ N : \text{effort normal non pondéré} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \Theta L \cdot h_p \leq 3\text{mm} \\ N \cdot h_c \cdot \Theta L < 1500\text{N.m} \\ \Theta L = 1.5\Theta G \end{array}$$



-Figure VIII-5 vue en plan d'éléments d'ancrage

* choix des cordons de soudures

Poteau IPE360 ($h_c = 360\text{mm}$; $b_c = 170\text{mm}$; $t_f = 12,7\text{mm}$; $t_w = 8\text{mm}$)

Cordon semelle: $a_s = 0.7t_f = 0.7 \times 12,7 = 8,89\text{mm} \implies$ on prend $a_s = 10\text{mm}$

Cordon d'ame: $a_d = 0.7t_w = 0.7 \times 8 = 5,6\text{mm} \implies$ on prend $a_d = 8\text{mm}$

la largeur minimale de la platine h_{pmin} :

$$h_{pmin} = 2a_s + h_c = 2 \times 10 + 350 = 370\text{mm}$$

On prend $h_p = 390\text{mm} \implies$ On prend $h_p = 390\text{mm}$

VIII-2-4 Calcul des platines en pieds des poteaux

VIII-2-4 Poteau IPE 360

On admet que les platines, soumises aux réactions des poteaux en béton armé, risquent de se plier suivant des lignes tangentes au contour des poteaux.

-les calculs vont consister à :

- Déterminer la surface de la platine, en fonction de contrainte admissible σ_{bc} de compression du béton de massif de poteau.
- Déterminer l'épaisseur de platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
- Déterminer les boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction.
-

❖ Choix de platine

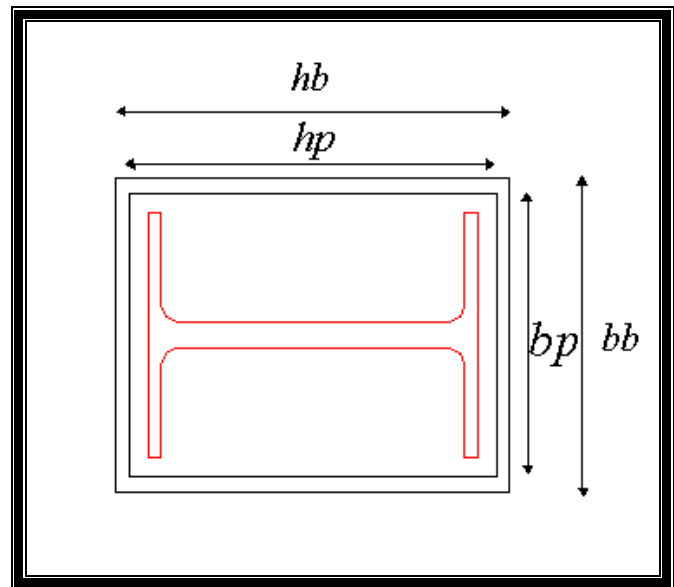
$$P_{adm} = \frac{1}{2} K \sigma_{bc}$$

K : coefficient de majoration.

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \cdot f_{c28} \cdot 25 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{MPa}$$

$$P_{adm} = \frac{1}{2} \times 1.5 \times 14,17 = 10,625 \text{MPa}$$



-Figure VIII-6 dimensions du platine d'ancrage

Pour avoir des épaisseur de platine moyenne pour ($h_p \approx 390 \text{mm}$), on prend $P = 5,31 \text{Mpa}$

$$p = \frac{N}{h_p \times b_p} = 5,31 \text{Mpa}$$

$$\frac{6527 \times 9,81}{390 \times b_p} = 5,31 \Rightarrow b_p = 30,91 \text{mm}$$

$$b_p > b_c (300 \text{mm}) \Rightarrow b_p = 320 \text{mm}$$

$$p = \frac{N}{h_p \times b_p} = \frac{6527 \times 9,81}{390 \times 320} = 0,51 \text{Mpa}$$

$$P = \frac{N}{h_p \times b_p} \quad : \text{Pression sur la platine d'acier}$$

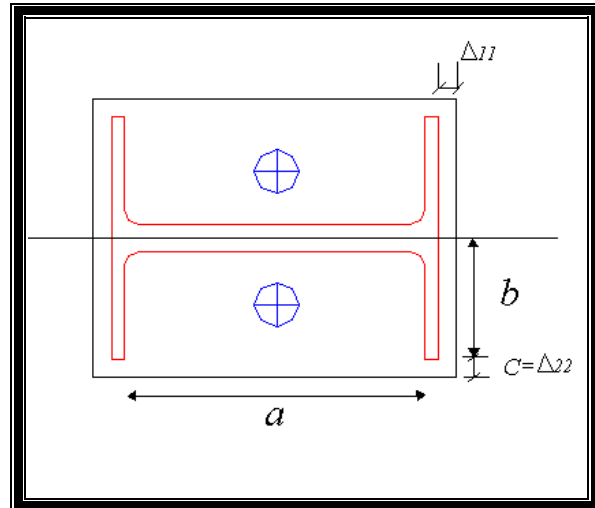
$$p' = 1.5P \quad (\text{pour tenir compte la rotation du poteau})$$

On pose :

$$\Delta_{11} = \frac{h_p - h_c}{2} = \frac{390 - 360}{2} = 15 \text{ mm}$$

$$\Delta_{22} = \frac{b_p - b_c}{2} = \frac{320 - 170}{2} = 75 \text{ mm}$$

❖ **Epaisseur de la platine:**



-FigureVIII-7 mécanisme de déformation de la platine

$$\sigma = \frac{N}{h_p \times b_p}$$

$$= \frac{65,27 \times 10^4}{39 \times 32} = 5,22 \text{ MPa} \leq 14,17 \text{ MPa}$$

$$t_p \geq \Delta_{22} \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}} = 75 \times \sqrt{\frac{3 \times 52,2}{2350}} = 19,32 \text{ mm}$$

On prend $t_p = 20 \text{ mm}$

VIII-2-5 Ancrage des tiges

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place, si cela s'avère nécessaire, afin de résister aux effets des actions de calcul, elles doivent être dimensionnées pour résister convenablement à la traction due aux forces de soulèvement et au moment de flexion.

Les tiges d'ancrage doivent être ancrées dans la fondation par un crochet, par une plaque de type « rondelle »

L'effort admissible par scellement, dans le cas de tige droit, (-MOREL, J. (2005). Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3. Edition EYROLLES. Paris.).Page274.

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

g_c : étant le dosage en ciment du béton = 350kg/m³

Φ : diamètre de la lige lisse

L_1 : longueur de la lige lisse = 335mm

L_2 : longueur de la lige à partir de la rayon $r=85$ mm

r : rayon de tige tel que $l_1 \geq r \geq l_2 = 90$ mm

N : l'effort de soulèvement au vent

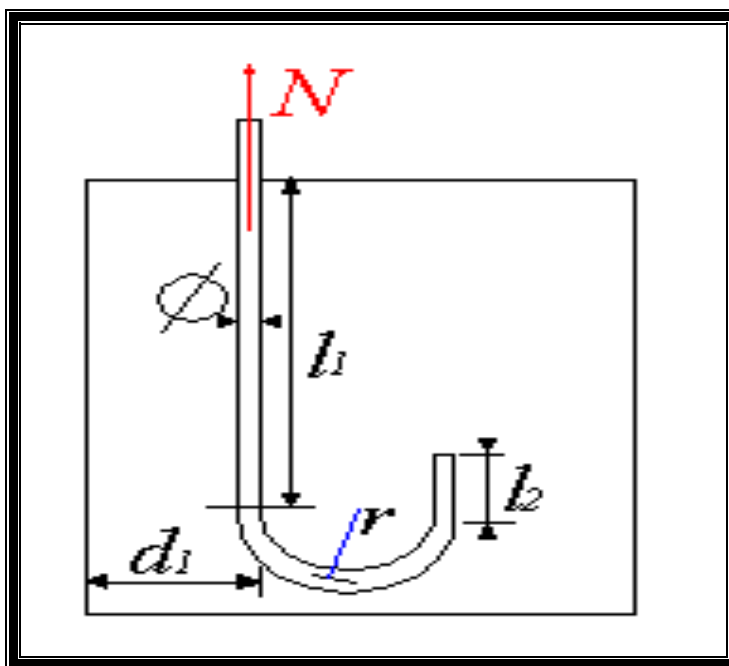
(Sous $G+V$) = 2552 daN

d_1 : distance centre la lige et la paroi la plus proche

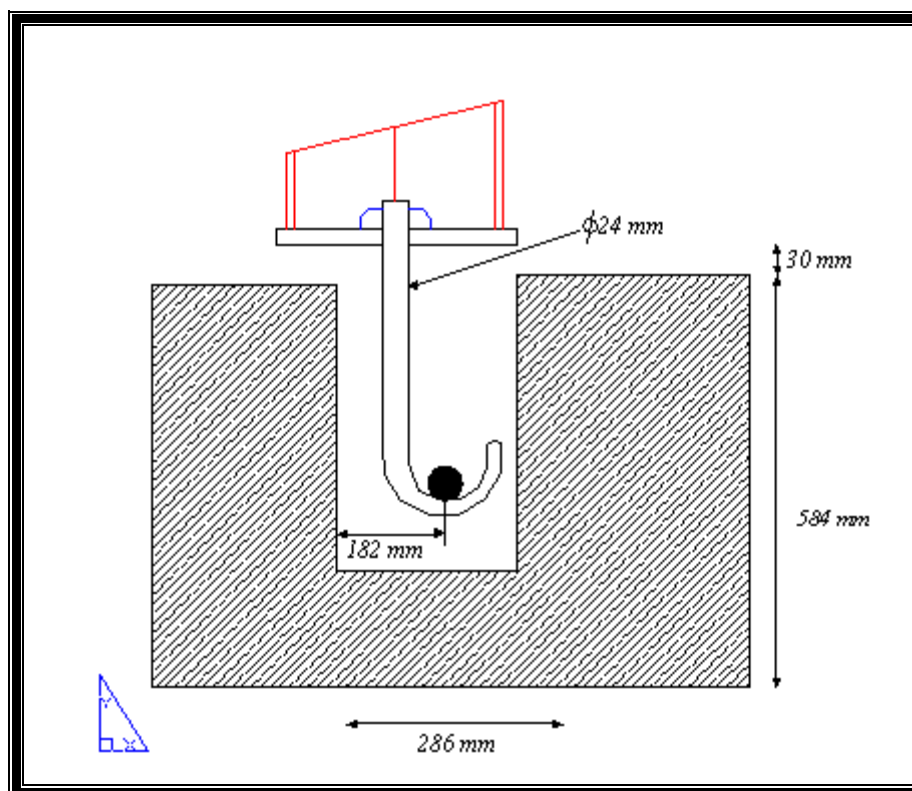
$$\text{Effort admissible par lige } N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \geq \frac{N}{2}$$

D'où l'on tire $0,33\Phi^2 - 313\Phi + 2552 \geq 0$

Soit $\Phi \geq 24$ mm \Longrightarrow pour le cas simple



-FigureVIII-8 tige d'encrage en crochet



FigureVIII-9 ancrage type

Conclusion
Générale

Conclusion générale

La construction en charpente métallique commence à être exploitée récemment, le projet que nous avons effectué nous a permis de mieux cerner les aspects d'une telle construction, avoir une approche réelle des dispositions constructives.

Notre salle de sport, ses dimensions l'exposent face à différents phénomènes.

Une vérification de la neige et du vent est donc établit.

Un effet vibratoire produit par le vent combiné aux actions sismiques peut s'avérer catastrophique pour une telle structure, de ce fait on a vérifié la résistance de la structure à tous ces phénomènes.

Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages, ainsi que le calcul des fondations nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

En fin, ce projet de fin d'étude nous permis d'approfondir nos connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire.

Bibliographie

Références bibliographiques

Règlements

- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers CCM97. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/ VERSION 2003. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent RNV99. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.331 Règles de calcul des fondations superficielles. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Eurocode 3 (Charpente métallique).
- BAEL91 Calcul des Structures en béton.

Livres

- MOREL, J. (2005). *Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3*.Edition EYROLLES. Paris.

Mémoire

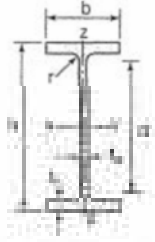
- Etude d'un bâtiment à ossature métallique (R+3), (TRIGUI Hadi Yassine) ,2013. Université ABOU BEKR BELKAID.
- Etude d'un bâtiment métallique (R+14) + sous-sol, (MIDOUN Med Hicham et MOSTEFAOUI Walid) ,2013 Université ABOU BEKR BELKAID.
- . -Etude d'une smoulerie a aussature methalique avec machine vibrante,(Mousli Kheira),2004. UNIVERSITÉ AMMAR THELIDJI À LGHOUAT .
- Etude d'une salle omnisport appartenant a l'hôpital militaire d'Oron en charpente méthalique,(CHAMI RABEH et MESSOUS RABAH) ,2004,ENTP.

Logiciels

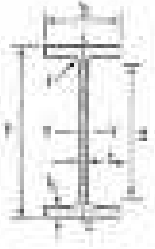
- ♣ Robot BatAnalyse des structures
- ♣ AutoCADDessin
- ♣ Microsoft Office2007Calcul et traitement de texte

Annexes

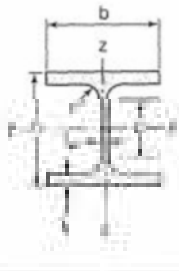
Annexe

Poutres I-beam									
MATÉRIE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	F	b	h	h ₁	t ₁	t ₂	P	A	
	F	b	h	h ₁	t ₁	t ₂	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
	IPB 60	60,0	48	3,8	8,2	5	93,6	8,0	7,5
	IPB 100	100,0	58	4,7	9,7	7	149,8	11,1	10,3
	IPB 120	120,0	64	4,4	8,8	7	163,4	10,4	13,0
	IPB 140	140,0	73	4,7	8,8	7	188,7	12,2	16,4
	IPB 160	160,0	82	5,0	7,4	8	227,2	16,8	20,1
	IPB 180	180,0	91	5,3	8,0	8	248,3	18,0	23,9
	IPB 200	200,0	100	5,8	8,5	10	288,3	22,4	28,8
	IPB 220	220,0	110	5,9	8,0	10	377,8	26,2	33,4
	IPB 240	240,0	120	6,2	8,8	10	456,4	30,7	38,1
	IPB 270	270,0	125	5,3	10,0	10	519,0	36,1	45,8
	IPB 300	300,0	130	7,1	10,7	10	549,8	42,3	60,8
	IPB 330	330,0	140	7,5	11,8	10	621,0	48,1	62,8
	IPB 360	360,0	170	8,0	12,7	10	688,0	57,1	70,7
	IPB 400	400,0	180	8,8	13,5	21	821,0	68,3	84,5
	IPB 450	450,0	190	9,4	14,0	21	870,0	77,6	89,9
	IPB 500	500,0	200	10,2	16,0	21	1000,0	90,7	111,9
IPB 550	550,0	210	11,1	17,2	24	1170,0	106,5	134,4	
IPB 600	600,0	220	11,2	18,0	24	1340,0	122,4	168,8	

Annexe

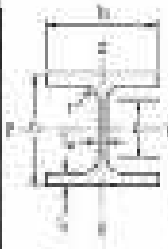
Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques													
NORMES DE REFERENCE	Dimensions : NF A 45-105 Tolérances : NF EN 10004												
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de section	
I_x		I_y	I_{xy}	S_x	S_y	A	A_{ef}	I_{x1}	I_{y1}	I_{xy1}	S_{x1}		S_{y1}
cm ⁴		cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³		cm ³
IPN 80	48.1	36.3	1.04	22.3	6.6	8.48	308	1.02	3.0	6.1	0.70		
IPN 100	171.3	34.2	4.07	55.4	5.1	10.31	578	1.24	6.1	6.7	1.30		
IPN 125	377.8	55.5	4.38	63.7	6.3	21.85	854	1.45	12.8	8.8	1.24		
IPN 140	541.2	77.3	5.74	65.2	7.8	44.30	1238	1.65	18.2	10.3	2.45		
IPN 160	885.1	103.7	6.38	102.4	9.7	63.20	1836	1.84	26.1	12.8	6.70		
IPN 180	1117.8	146.3	7.40	146.5	11.3	100.01	2514	2.04	34.8	16.3	4.79		
IPN 200	1343.2	184.3	8.28	203.8	14.0	142.27	3348	2.24	44.3	16.3	6.59		
IPN 220	2271.8	253.0	9.11	282.4	13.8	264.01	4724	2.48	66.7	21.8	9.17		
IPN 240	3361.8	324.3	9.97	386.3	18.1	383.58	6728	2.68	73.8	24.8	12.88		
IPN 270	5293.0	428.9	11.29	484.1	23.1	418.17	9218	3.02	87.8	29.3	15.04		
IPN 300	6295.1	557.1	12.49	629.4	28.7	603.62	11448	3.38	125.3	35.7	23.13		
IPN 330	11766.9	713.1	15.21	694.3	33.8	788.09	16132	3.55	155.7	38.7	29.15		
IPN 360	19000.0	800.0	16.85	1029.1	38.1	1042.28	18220	3.78	191.1	46.3	37.32		
IPN 400	33128.4	148.4	18.86	1387.1	42.7	1317.68	14640	3.95	220.8	51.0	51.08		
IPN 450	32742.0	1498.7	18.87	1731.8	53.8	1675.25	17630	4.13	279.8	66.3	68.87		
IPN 500	43758.5	1527.3	20.45	2184.1	68.8	2148.36	21430	4.38	325.3	87.2	83.53		
IPN 550	67118.8	2418.5	21.26	2787.3	72.8	2648.48	28530	4.48	400.8	76.1	129.24		
IPN 600	81262.0	3298.0	24.20	3203.4	90.8	3219.78	32730	4.68	485.8	87.8	168.42		

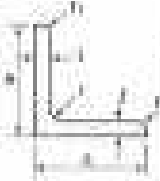
Annexe

Poutres									
MATÉRIEL	Les numéros de type utilisés en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	t ₁	t ₂	r	h ₁	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
		h	b	t ₁	t ₂	r	h ₁	P	A
HEA 100	98	100	5,0	3	12	58	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	3	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	131	140	5,5	3,5	12	90	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	3	13	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	3,5	14	120	35,8	45,7	
HEA 200	193	200	6,5	4	14	134	42,3	53,5	
HEA 220	213	220	7,0	4	14	150	50,8	64,2	
HEA 240	233	240	7,5	4	17	164	60,2	76,6	
HEA 260	261	260	7,5	4,5	17	177	68,8	86,6	
HEA 280	275	280	8,0	4	17	190	78,4	97,8	
HEA 300	300	300	8,5	4	17	209	88,2	112,5	
HEA 320	310	320	8,5	4,5	17	220	97,8	124,4	
HEA 340	328	320	9,5	4,5	17	243	109,9	139,5	
HEA 360	350	320	10,0	4,5	17	261	119,1	149,8	
HEA 400	380	320	11,0	4	17	284	124,6	159,2	
HEA 450	440	320	11,0	4	17	344	139,6	179,5	
HEA 500	480	320	12,0	4	17	380	156,1	197,5	
HEA 550	540	320	12,0	4	17	428	168,2	211,8	
HEA 600	580	320	13,0	4	17	466	177,6	224,9	
HEA 650	640	320	13,0	4	17	524	189,7	241,8	
HEA 700	680	320	14,0	4	17	562	204,5	259,5	
HEA 800	780	320	15,0	4	18	674	234,7	295,8	
HEA 900	880	320	16	4	18	773	261,6	333,5	
HEA 1000	980	320	16,5	4	18	868	279,3	349,8	

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	[Dimension : NF A 45-201 Tolérance : NF EN 10034]												
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion	
		I_y	I_{y^2}	I_z	-	-	I_x	I_{x^2}	I_y	-	-		J
		cm^4	cm^2	cm^4	cm^2	cm^2	cm^4	cm^2	cm^4	cm^2	cm^2		cm^4
HEA 100	349,3	13,6	4,09	83,1	7,1	100,0	26,1	2,51	41,1	16,8	5,74		
HEA 120	661,3	19,3	5,89	119,0	8,1	120,0	38,3	3,02	58,8	20,1	8,98		
HEA 140	1041,1	26,4	8,23	173,0	10,1	140,0	56,8	3,58	81,8	24,8	13,13		
HEA 160	1470,0	35,1	11,27	245,1	13,2	160,0	78,0	4,08	117,2	30,1	18,18		
HEA 180	2010,2	45,6	15,45	334,5	16,8	180,0	107,7	4,82	160,5	38,5	24,80		
HEA 200	2680,2	58,9	20,29	444,0	20,1	200,0	145,8	5,68	202,8	48,8	33,28		
HEA 220	3489,7	75,2	26,17	583,0	25,7	220,0	192,0	6,61	270,8	60,8	44,88		
HEA 240	4460,1	93,1	33,03	744,6	31,2	240,0	250,7	7,63	361,7	76,7	61,32		
HEA 260	5605,0	112,4	40,97	919,0	37,8	260,0	320,1	8,73	460,5	87,4	80,31		
HEA 280	6930,3	132,4	50,08	1112,7	45,7	280,0	400,2	9,91	576,1	100,4	102,18		
HEA 300	8440,4	153,9	60,48	1326,0	54,9	300,0	500,7	11,28	708,2	115,8	128,88		
HEA 320	10140,0	176,8	72,29	1559,0	65,7	320,0	620,8	12,85	876,7	133,8	161,32		
HEA 340	12030,1	201,1	85,63	1812,0	78,1	340,0	760,9	14,63	1076,8	154,8	200,88		
HEA 360	14110,0	226,8	100,53	2085,0	92,1	360,0	920,1	16,63	1308,2	178,8	248,88		
HEA 400	20800,4	311,0	138,84	2811,0	125,0	400,0	1260,1	22,63	1808,8	248,8	348,88		
HEA 450	30701,8	426,4	192,22	3945,0	171,0	450,0	1760,9	31,63	2508,5	338,4	488,76		
HEA 500	43911,8	580,0	262,53	5345,0	231,0	500,0	2400,8	43,63	3408,2	468,8	668,28		
HEA 550	60400,2	780,0	360,00	7290,0	315,0	550,0	3250,7	59,63	4608,2	648,8	918,28		
HEA 600	79300,1	1020,0	474,00	9780,0	415,0	600,0	4350,1	79,63	6008,2	868,8	1218,28		
HEA 650	101600,1	1310,0	615,00	12810,0	535,0	650,0	5700,1	104,63	7708,2	1138,8	1568,28		
HEA 700	127400,1	1650,0	786,00	16410,0	685,0	700,0	7300,1	134,63	9908,2	1458,8	2068,28		
HEA 750	156700,1	2050,0	1000,00	20610,0	875,0	750,0	9100,1	170,63	12708,2	1838,8	2668,28		
HEA 800	189600,1	2510,0	1270,00	25410,0	1105,0	800,0	11100,1	214,63	16208,2	2338,8	3368,28		
HEA 850	226100,1	3030,0	1600,00	30810,0	1385,0	850,0	13300,1	268,63	20508,2	2938,8	4268,28		
HEA 900	266200,1	3610,0	2000,00	36810,0	1715,0	900,0	15700,1	334,63	25708,2	3638,8	5368,28		
HEA 1000	350700,1	4660,0	2660,00	48610,0	2215,0	1000,0	20700,1	434,63	33908,2	4738,8	7168,28		

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA										
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Axe de la section	Caractéristiques de calcul			
b		h	e	r	t_f	P			A	Axe yy = Axe zz		
							W	$I_y = I_z$		$I_y/I_z = I_z/I_y$	$i_y = i_z$	
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ⁴	cm		
CORRÉGÉS À GILES ÉGALES	L 30 x 30 x 3	30	30	3	4	2	0,80	1,13	0,60	0,29	0,29	1,93
	L 35 x 35 x 3	35	35	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,55	0,46	2,75
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	4	2	1,46	1,85	0,75	1,01	0,50	2,79
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	1,79	2,23	0,79	1,19	0,70	3,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	3	2,5	1,26	1,74	0,84	1,40	0,65	2,80
	L 30 x 30 x 3.5	30	30	3.5	3	2,5	1,57	2,00	0,95	1,60	0,75	3,93
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	3	2,5	1,76	2,27	0,95	1,60	0,65	3,88
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	3	2,5	2,16	2,73	0,95	2,19	1,04	3,89
	L 35 x 35 x 3.5	35	35	3.5	4	2	1,84	2,24	0,95	2,04	1,06	3,26
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,06	2,67	1,00	2,55	1,18	3,53
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,66	1,46	3,54
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,80	2,24	1,00	2,48	1,20	3,32
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,26	3,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,73	1,16	5,43	1,51	3,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	3,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	3,03	1,25	3,39
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	4,23	2,08	3,37
	L 45 x 45 x 4.5	45	45	4.5	7	3,5	3,08	3,83	1,26	5,19	2,29	3,36
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	5,64	2,43	3,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,08	5,09	1,30	6,76	3,28	3,34
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,21	2,94	1,29	3,01	1,27	3,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,97	1,30	4,12	2,62	3,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,27	4,80	1,40	10,58	3,05	3,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,99	1,45	12,84	3,51	3,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,98	1,48	14,61	4,18	3,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,81	7,91	1,50	16,38	4,69	3,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,84	6,29	1,57	17,40	4,43	3,56	

Annexe

Les séries marchande usuelle											
Nom	Les numéros de base utilisées en construction métallique sont les séries S 225, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
Axe yy		Axe zz									
a	b	c	T	t ₁	P	A	i	I _y = I _z	I _y /I _z = I _{yy} /I _{zz}	I _x = I _y	
a	b	T	T	t ₁	P	A	i	I _y = I _z	W _{elxx} = W _{elzz}	I _x = I _y	
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	8	2,5	3,63	4,07	1,83	95,11	5,68	1,80
L 60 x 60 x 5	60	60	5	8	3	4,34	5,75	1,85	13,67	4,50	1,84
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,89	22,72	5,25	1,82
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,29	7,66	1,73	30,06	6,10	1,81
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,80	8,03	1,77	35,16	6,28	1,80
L x 60 x 10	60	60	10	10	5	8,76	11,13	1,83	34,26	6,21	1,73
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	2,5	4,85	6,30	1,74	35,07	5,21	1,86
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,80	7,51	1,81	29,26	6,26	1,85
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	6,68	1,85	32,60	7,23	1,87
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	6,83	1,80	37,66	8,18	1,80
L 65 x 65 x 9	65	65	9	8	4,5	8,62	10,98	1,83	41,37	8,06	1,84
L 70 x 70 x 5	70	70	5	8	3	5,33	6,75	1,81	31,76	6,24	2,16
L 70 x 70 x 6	70	70	6	8	4,5	6,39	8,13	1,83	36,98	7,27	2,13
L 70 x 70 x 7	70	70	7	8	4,5	7,39	9,40	1,87	42,30	8,41	2,12
L 70 x 70 x 8	70	70	8	8	4,5	8,32	11,89	2,05	52,47	10,80	2,10
L 75 x 75 x 5	75	75	5	8	3	5,72	7,25	2,04	36,97	7,20	2,32
L 75 x 75 x 6	75	75	6	8	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,30
L 75 x 75 x 7	75	75	7	8	4,5	7,89	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
L 75 x 75 x 8	75	75	8	8	4,5	8,89	11,45	2,14	58,13	11,33	2,27
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,95	2,25
L 80 x 80 x 5	80	80	5	8	3	6,11	7,75	2,16	48,11	8,24	2,49
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,85	2,14	51,58	8,88	2,45
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,28	2,17	55,82	9,67	2,44
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,97	2,16	72,25	12,58	2,45
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,88	16,11	2,24	87,58	15,49	2,41
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,97	2,41	60,31	12,16	2,76
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,41	12,24	2,45	62,52	14,15	2,75
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,53	13,89	2,50	124,39	16,05	2,74
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	16,32	2,64	175,83	17,92	2,73
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,41	17,13	2,58	126,31	19,77	2,73
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,73	18,72	2,62	137,64	21,37	2,71
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	16,23	20,26	2,68	149,03	23,24	2,70

Annexe

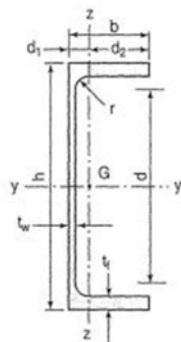
Poutrelles												
REMARQUES	Les numéros de base utilisés en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
LAP							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité			
	Profil	Dimensions						P	A	d ₁	d ₂	d ₃
		h	b	t ₁	t ₂	r	d ₁					
		h	b	t ₁	t ₂	r	d ₁					
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm	cm	
	LAP 60	60	45	6,0	6,0	6,0	48	6,36	11,47	1,61	2,46	
	LAP 70	70	52	6,5	6,5	6,5	60	10,50	13,26	1,70	3,00	
	LAP 80	80	55	6,6	6,5	6,5	82	13,74	17,96	1,77	3,73	
	LAP 90	90	65	7,0	10,0	10,0	103	17,30	22,04	2,25	4,45	
	LAP 110	110	70	7,5	13,0	13,0	133	21,34	27,06	2,19	4,98	
LAP 120	120	75	8,0	17,0	17,0	154	25,16	31,58	2,20	5,28		
LAP 130	130	80	8,0	12,0	12,0	170	28,40	36,07	2,46	5,63		
LAP 150	150	85	8,0	13,0	13,0	195	34,26	43,63	2,45	6,05		
LAP 200	200	100	8,5	16,0	16,0	235	42,90	56,55	2,96	7,04		

Annexe

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-255
Tolérances : NF A 45-255



UAP
200/80

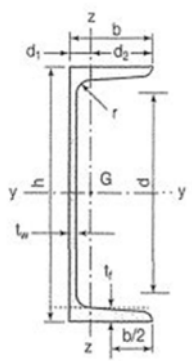
Caractéristiques de calcul

Moment
d'inertie
de
torsion

Profil

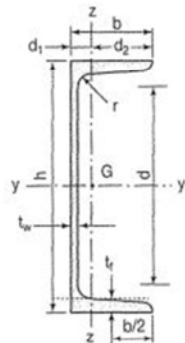
I_x	I_y/A_x	I_y	$W_{pl,x}$	A_{res}	I_x	I_y/A_y	I_x	$W_{pl,y}$	I_y	$W_{pl,x}$	I_y	I
cm^4	cm^3	cm^4	cm^3	cm^2	cm^4	cm^3	cm^4	cm^3	cm^4	cm^3	cm^4	cm^4

UAP 80	107,50	36,78	3,17	37,82	4,51	37,98	1,30	1,21	13,13	7,23	1,08
UAP 100	208,80	51,98	3,84	48,08	6,37	42,40	1,86	1,57	14,04	8,12	2,58
UAP 120	430,90	72,72	5,12	53,61	8,52	47,94	2,73	1,71	23,64	10,46	4,18
UAP 150	798,30	106,14	6,80	102,07	11,20	50,02	3,87	2,00	30,81	13,00	6,01
UAP 175	1009,80	142,14	8,85	121,67	13,87	120,36	35,32	2,18	47,62	15,02	8,43
UAP 200	1610,30	184,20	7,80	208,13	16,87	108,26	32,10	3,00	53,19	17,08	11,04
UAP 250	2735,30	316,36	6,81	282,68	18,25	223,31	39,60	2,49	72,73	23,08	14,46
UAP 300	4130,40	528,31	8,72	381,72	22,80	232,14	60,87	2,63	87,51	23,92	23,38
UAP 380	8170,70	848,92	11,21	623,21	30,84	302,37	75,80	3,13	149,03	32,09	38,04

Poutrelles												
numéro	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN									Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 8 % $h > 300$: 5 %			
	Profil	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		b	e	d ₁	e	f	r ₁	r ₂	P	S	e ₁	e ₂ = e ₃
		b	e	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	S	e ₁	e ₂ = e ₃
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 60	60	45	6,5	5,0	5,0	4,00	47	6,7	11,0	1,45	5,08
	UPN 70	70	50	6,5	5,5	5,5	4,50	54	10,9	13,0	1,55	5,45
	UPN 80	80	55	7,0	6,0	6,0	4,50	62	13,5	17,0	1,61	5,68
	UPN 100	100	65	7,5	10,0	10,0	5,00	85	16,0	20,4	1,76	6,24
	UPN 120	120	75	7,5	10,5	10,5	5,00	110	20,0	24,0	1,84	6,68
	UPN 140	140	85	8,0	11,0	11,0	5,00	130	21,5	27,0	1,92	6,98
	UPN 160	160	95	8,5	11,5	11,5	5,00	150	26,0	32,0	2,01	6,98
	UPN 180	180	105	9,0	12,0	12,0	5,00	170	29,0	37,0	2,10	7,20
UPN 200	200	115	9,5	12,5	12,5	5,00	190	33,0	42,0	2,20	7,57	
UPN 220	220	125	10,0	13,0	13,0	5,00	210	37,0	47,0	2,30	7,64	
UPN 240	240	135	10,5	13,5	13,5	5,00	230	41,0	52,0	2,40	7,87	
UPN 260	260	145	11,0	14,0	14,0	5,00	250	45,0	57,0	2,50	7,90	
UPN 280	280	155	11,5	14,5	14,5	5,00	270	49,0	62,0	2,60	8,07	
UPN 300	300	165	12,0	15,0	15,0	5,00	290	53,0	67,0	2,70	8,20	

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques

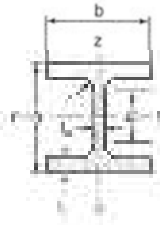
Dimensions : NF A 45-202
Tolérances : NF A 45-210



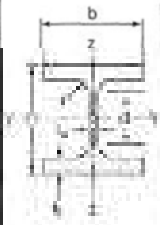
Inclinaison des ailes :
 $h \leq 300$: 8 %
 $h > 300$: 5 %

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
	I_y	$I_y A_y$	I_z	—	—	I_y	$I_y A_y$	I_z	—	J	
	L	$W_{el,y}$	L	$W_{pl,y}$	A_w	L	$W_{el,y}$	L	$W_{pl,y}$	J	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	
UPN 60	118	36,8	3,1	30,8	6,70	16,4	6,4	1,20	13,1	3,18	
UPN 80	204	41,2	3,1	43,1	6,46	23,1	8,2	1,41	18,2	2,81	
UPN 100	364	50,7	4,0	72,8	6,80	42,2	11,1	1,58	21,2	4,18	
UPN 140	656	58,4	5,0	132,8	7,04	62,7	14,2	1,73	25,8	6,48	
UPN 160	825	63,0	5,0	136,2	6,80	62,3	16,2	1,69	25,2	7,28	
UPN 180	1246	69,0	7,0	171,8	6,84	111,8	20,4	2,00	32,0	10,48	
UPN 200	1818	71,0	7,7	206,3	6,71	146,2	27,2	2,14	31,8	11,28	
UPN 220	2618	74,0	8,0	232,3	6,80	171,2	30,8	2,20	34,1	13,08	
UPN 240	3606	78,0	8,2	258,2	6,71	240,2	35,8	2,42	33,7	13,78	
UPN 260	4822	81,0	10,0	412,3	6,72	271,2	47,7	2,58	37,0	22,28	
UPN 280	6238	84,0	12,0	512,3	6,38	326,2	57,2	2,74	40,2	21,08	
UPN 300	8038	87,0	11,7	632,3	6,27	426,2	67,2	2,83	43,0	27,48	

Annexe

Poutrelles									
Matière	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les séries S 235, S 275 et S 355 d'après le norme NF EN 10025.								
		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
h		z	a	e	r	h ₂	A	A	
h		z	L _a	t	r	h ₁	A	A	
mm		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
HEB 100	100	130	10	10	12	85	30,4	35,0	
HEB 120	120	160	10	11	13	74	32,7	39,0	
HEB 140	140	140	7,0	12	12	82	32,7	40,0	
HEB 160	160	160	8,0	13	13	104	42,2	54,0	
HEB 180	180	180	8,5	14	12	122	51,2	65,0	
HEB 200	200	200	9,0	15	12	124	51,2	74,1	
HEB 220	220	200	9,5	16	12	152	71,5	81,0	
HEB 240	240	240	10,5	17	21	164	82,7	102,0	
HEB 260	260	260	10,5	17,5	24	177	82,3	114,1	
HEB 280	280	280	10,5	18	24	198	103,1	131,4	
HEB 300	300	280	11,5	18	29	204	117,0	144,1	
HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3	
HEB 340	340	300	12,5	21,5	27	243	134,5	173,9	
HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	267	141,8	183,9	
HEB 400	400	300	12,5	21	27	284	146,2	197,4	
HEB 450	450	300	14,5	25	27	344	171,1	213,0	
HEB 500	500	300	14,5	26	27	360	177,2	233,6	
HEB 550	550	300	15,0	28	27	423	198,4	264,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	480	211,4	290,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	524	224,1	293,9	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	622	240,9	305,4	
HEB 800	800	300	17,5	32	33	694	262,2	324,0	
HEB 900	900	300	18,5	32	33	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	32	37	833	314,0	450,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											Moment d'inertie de torsion
		Caractéristiques de calcul										
I_x		I_{x1}	I_y	I_{y1}	I_{z}	I_{z1}	I_{x0}	I_{y0}	I_{z0}	I_{x01}	I_{y01}	I_{z02}
cm ⁴		cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴
H 120	1340	654	674	1340	33	307,2	334	3,23	32,4	31,1	6,55	
H 125	1544	841	524	1352	11,0	211,4	32,0	3,08	37,8	21,5	12,54	
H 140	1980	2150	500	2434	32,1	345,8	70,0	3,08	118,8	21,8	20,28	
H 150	2480	2115	674	2648	11,0	309,8	111,1	3,08	178,0	45,4	21,74	
H 160	3000	2600	700	2854	32,0	330,5	121,4	4,37	220,0	22,4	40,18	
H 180	3500	3000	584	4428	31,0	260,8	200,0	4,28	128,0	40,1	30,28	
H 180	3500	3000	674	3078	21,0	261,2	200,0	3,08	168,0	19,2	70,27	
H 200	4100	3000	18,00	1000,1	32,0	350,8	200,0	4,28	188,4	24,7	30,28	
H 200	4100	3000	11,00	1280,0	21,0	310,0	201,4	4,28	220,0	31,4	120,28	
H 220	4600	3100	12,00	1300,4	41,1	370,1	211,5	1,88	270,0	40,4	110,00	
H 220	4600	3100	12,00	1880,1	41,1	300,1	370,0	1,88	40,1	114,0	30,00	
H 240	5000	3000	12,00	2740,0	41,0	300,1	400,0	1,52	400,1	127,4	220,00	
H 240	5000	3150,0	14,00	2400,1	30,1	300,0	440,0	1,52	380,1	100,7	107,28	
H 250	4410,0	2000,0	15,45	2380,0	30,0	310,4	370,0	1,43	100,4	100,8	100,48	
H 250	5188,0	2000,0	17,00	3000,7	70,0	300,0	700,1	1,18	118,0	100,0	100,25	
H 250	5080,0	2000,0	18,11	2080,4	70,0	1710,4	700,1	1,20	110,1	101,7	440,08	
H 250	50720,0	4000,0	20,19	4214,0	30,0	1000,0	314,4	1,07	120,0	174,8	100,44	
H 250	50000,0	4000,0	20,00	5000,0	30,1	1000,0	371,0	1,17	104,1	400,0	600,00	
H 270	11100,1	3700,4	20,17	4000,1	170,0	2000,0	301,4	1,08	100,1	100,8	401,08	
H 270	21000,1	4000,0	20,00	5000,0	100,0	1000,4	300,0	0,99	144,4	100,0	700,00	
H 270	20000,4	7000,7	20,00	3000,1	107,1	1400,4	300,0	0,90	110,0	100,0	100,04	
H 270	20000,4	8111,7	20,00	3000,7	107,0	1400,8	300,1	0,88	100,1	200,0	400,00	
H 270	40100,1	10000,0	20,00	10000,1	100,0	1000,0	1000,0	0,90	100,0	200,0	100,00	
H 270	40100,0	10000,0	20,00	14000,1	210,0	1000,0	1000,0	0,90	170,0	300,0	100,42	

Notations Générales

Les principales notations utilisées sont les suivants :

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Épaisseur des semelles.
t_w	Épaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
N_{net}	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
ψ_s	
τ	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
τ_u	Contrainte tangente (tau).
τ_s	Contrainte tangente conventionnelle.
ϕ	Contrainte d'adhérence.
N	Diamètre d'une armature transversale.
μ_{ser}	Coefficient de poissant (nu).
μ_{bu}	Moment ultime à L'ELS (mu).
α	Moment réduit à L'ELU.
λ_{LT}	Facteur d'imperfection pour le flambement.

χ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
α_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur d'imperfection pour le déversement.
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
f_y	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_u	Résistance limite d'élasticité.
V_u	Résistance limite de rupture.
a et b	Effort tranchant de calcul ultime.
A et B	Largeur de poteaux.
G	Largeur des semelles.
Q	Action permanente.
e	Action d'exploitation.
h	L'excentricité de l'effort normal.
S_t	Hauteur de la poutre et la semelle.
l_f	Espacement des armatures transversales.
	Longueur de flambement